

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
Posgrado En Ingeniería Estructural

EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD EN LAS PILAS Y TORRE DEL PUENTE “EL CARRIZO”

Fernando Arriaga Flores

Tesis para optar por el Grado de Maestro en Ingeniería Estructural
Línea de Investigación: Puentes

Miembros del Jurado:

Dra. M de la Consolación Gómez Soberón
Directora de Tesis

México, D.F.
Mes y año de presentación de Tesis.



DEDICATORIAS

“Por ver culminado un objetivo más, guiado de tus consejos, apoyo y buen ejemplo, te dedico todos mis logros obtenidos y los que llegue a obtener a lo largo de mi vida, porque gracias a ti soy todo lo que soy; por todo eso y por todo lo que has hecho de mí, por tu apoyo infinito e incondicional, te agradezco y te dedico también este trabajo que representa un objetivo más en mi vida, mi amada Madre.”

“Por estar allí a lo largo de mi vida, crecer conmigo, enseñarme a querer ser mejor cada día, por su confianza y motivación desinteresada para mi superación, un agradecimiento a ustedes, otro gran pilar en mi vida; les dedico este proyecto de vida que ha comenzado hace varios años, Christian, Jesús y Francisco, mis queridos hermanos.”

“Por aparecer en mi camino, motivarme y ayudarme; además por mostrar interés en mis proyectos de vida, te dedico este pequeño logro de varios que espero obtener, estimada Emily.”



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a mi madre y mis hermanos, por estar conmigo a lo largo de mi vida apoyándome en todas las formas posibles, con carencias y pasando situaciones difíciles. El agradecimiento es inmenso para ellos y para mi familia en general.

Quiero extender mis agradecimientos a mis queridos amigos de la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes) servicios técnicos, pero sobre todo al Ingeniero Gerardo Mejía Meléndez jefe del departamento de estructuras y al Ingeniero Enrique Hernández Quinto director de apoyo técnico, por su ayuda desinteresada para poder conseguir los planos estructurales del puente “El Carrizo”. Paralelamente quiero dar las gracias al Ingeniero Jesús Sánchez Argüelles director general de JESA INGENIERÍA, S.A. DE C.V., por proporcionarme amablemente los planos estructurales del proyecto.

También quiero dar mis más extensas gratitudes al Dr. Luis Miguel Pinto Carvalho director de Bowerbird Ingeniería por su colaboración en facilitar el uso del programa MIDAS CIVIL en la UAM-A, además de introducir y asesorar en el uso del software.

Paralelamente me gustaría dar extensas gratitudes al CONACyTC por el apoyo obtenido a lo largo de mis estudios de posgrado y así permitirme poder realizar la investigación de mi tesis de maestría, una labor social muy importante.

Por ultimo me gustaría dar un agradecimiento especial a la Doctora María de la Consolación Gómez Soberón, por darme la oportunidad de desarrollar y trabajar en este tema de tesis tan interesante. Así mismo mis gratitudes a mis profesores y a mi institución a la cual le guardo enorme cariño.

RESUMEN

En la práctica de la ingeniería de puentes mexicana, se ha hecho cada vez más común la construcción de puentes de tipología “especial”¹, llamada así, por la magnitud e importancia del puente, combinada con un proceso constructivo no coloquial usado en puentes de tipología común, o por su solución y configuración estructural, para salvar ciertos claros relativamente grandes, con relaciones beneficio-costó óptimas para el proyecto. Dada la necesidad de salvar obstáculos topográficos complejos, o en términos generales interconectar dos puntos de interés con características que requieran puentes no comunes, este tipo de estructuras irán tomando mayor auge en la práctica Mexicana, y debido a su amplia complejidad de análisis, con pocos estudios realizados a nivel internacional, para determinar algunos parámetros de diseño para la práctica, este trabajo ofrece los índices de ductilidad de un puente considerado de tipología especial, construido en México: El puente mixto² “El Carrizo”, construido con el método de voladizos sucesivos (free cantiléver method); este puente tiene la ventaja de estudiar dos tipologías independientes de puentes especiales en la fase constructiva antes de cerrado el puente (por una parte un puente atirantado y por la otra un puente construido a base de dovelas de concreto presforzado), además de estudiar el puente en conjunto (mixto), al cerrarse el puente. Por lo que de manera rigurosa podría decirse que se estudiarían tres configuraciones de puentes especiales distintas (un puente atirantado, un puente construido en base a dovelas de concreto presforzado y un puente mixto).

Dado que en la actualidad se presentan pocas recomendaciones, de la ductilidad que deben desarrollar algunas tipologías de pilas en puentes “comunes”, y dado que no existen tales recomendaciones para elementos estructurales de puentes “especiales”, como es el caso del puente estudiado. En México se siguen las recomendaciones generalmente de la AASHTO, que proporciona ciertos valores de ductilidad en pilas de puentes de configuraciones estructurales sencillas y procesos constructivos clásicos. Es por ello la necesidad de incorporar el índice de ductilidad para los elementos estructurales principales (torres) de estas tipologías de puentes especiales, para su uso dentro de la práctica del diseño mexicano en este tipo de estructuras importantes.

Para lograr el objetivo planteado, como se mencionó anteriormente se decidió estudiar el puente con configuración estructural mixta “El Carrizo”, construido con el método de voladizos sucesivos. Para evaluar los índices de ductilidad en los elementos estructurales de mayor interés (pilas y torre), se realizaron algunas variantes adaptadas al puente del Análisis Estático No Lineal y Análisis Tiempo Historia no lineal, de los cuales se obtuvieron las curvas de capacidad (Cortante vs

¹ Básicamente un Puente de configuración estructural y proceso constructivo, no común.

² Un puente mixto es aquel que muestra más de una tipología estructural de puente, para el caso del puente “El Carrizo”, se tienen dos partes del puente las cuales muestran una parte atirantada y otra parte de dovelas de concreto postensado.

Desplazamiento), así como las curvas de Histéresis respectivamente. Cabe señalar que se usaron los niveles de desempeño del FEMA 356 (Council, B. S. S, 2000), para determinar los índices de ductilidad en las pilas y torre de cada parte del puente tanto en su dirección longitudinal como en su dirección transversal.

Para realizar el estudio, análisis y diseño del puente de interés (puente especial), primeramente se estudió, análisis y diseño, un puente “tipo³”, de configuración común para tener la seguridad y los principios de la metodología básica a seguirse, así mismo para realizar la calibración del programa de computo a utilizarse a lo largo de la investigación el MIDAS CIVIL (MIDAS, I, 2015), contra otros comercialmente usados en la práctica e investigación. Ya que un puente de tipología especial no puede ser tratado de la misma forma que uno de tipología común, en su momento se detallaran algunas consideraciones particulares usadas en los puentes estudiados.

El estudio presenta un ligero análisis paramétrico combinado con un análisis de etapas constructivas, respetando en lo mayor posible la estructuración general del puente, para no modificar su diseño original, ya que variaciones irracionales cambiarían totalmente el comportamiento y objetivo de diseño. Los parámetros variados son:

- Variaciones de altura de las pilas.
- Considerar las secciones agrietadas y no agrietadas.
- Variación de la cuantía de acero en las secciones.
- Sección confinada o no confinada.

El trabajo está limitado a la configuración estructural original del proyecto y a las consideraciones hechas que se redactan en su momento a lo largo del trabajo, así como a un estudio paramétrico más formal, para caracterizar de mejor manera los índices de ductilidad, para variaciones de la configuración estructural de estos puentes.

El principal objetivo del trabajo fue determinar los índices de ductilidad de los elementos estructurales principales de estos puentes (pilas y torre), que son los elementos que se espera desarrollen el comportamiento no lineal, por lo que la ductilidad en ellos es demasiado importante (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014). Los índices de ductilidad dan una idea de la capacidad que tienen estos elementos para deformarse e incursionar en su rango no lineal, y que son de gran utilidad para diseñar y analizar estructuras en la práctica. Por lo que el principal aporte a la comunidad es el proporcionar el índice de ductilidad de dichos elementos estructurales del puente de tipología especial mixto (atirantado y dovelas de concreto postensadas).

³ Puente de configuración estructural y proceso constructivo común, típico en la práctica de puentes.



ÍNDICE GENERAL

CAPITULO 1:	1
1. INTRODUCCIÓN AL ESTUDIO DE PUENTES ATIRANTADOS	1
ANTECEDENTES	1
PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	7
OBJETIVO GENERAL	8
HIPÓTESIS GENERAL	9
JUSTIFICACIÓN	10
METODOLOGÍA GENERAL	11
1. PUENTE DE TIPOLOGÍA COMÚN (CALIBRACIÓN)	11
2. PUENTES ESPECIALES (ESTUDIO)	11
❖ ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (ANÁLISIS PUSHOVER)	11
❖ ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL (NL-RHA)	12
❖ ANÁLISIS DE ETAPAS CONSTRUCTIVAS (CSA)	12
❖ RESULTADOS Y CONCLUSIONES	13
DISTRIBUCIÓN DE LA TESIS	14
CAPITULO 2:	17
2. MARCO TEÓRICO	17
ESTADO DEL ARTE	17
1. PANORAMA GENERAL DEL ESTADO DEL ARTE DE PUENTES ATIRANTADOS	17
2. HECHOS CRONOLÓGICOS DE PUENTES ATIRANTADOS	19
3. DUCTILIDAD	29
❖ DUCTILIDAD EN PUENTES ATIRANTADOS	30
4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	31
❖ ANÁLISIS PUSHOVER EN PUENTES ATIRANTADOS	32
5. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL	33
6. ANÁLISIS DE ETAPAS CONSTRUCTIVAS (Construction Stage Analysis; CSA)	34
7. NORMATIVA	35
MARCO CONCEPTUAL	36
1. PANORAMA GENERAL DE LA TEORÍA DE PUENTES ATIRANTADOS	36
2. TEORÍA SOBRE PUENTES ATIRANTADOS	38
❖ COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL GENERAL	38
TABLERO	39
TIRANTES	41
PILAS Y TORRES	42
❖ NO LINEALIDAD	44
❖ RESPUESTA SÍSMICA	47
❖ FILOSOFÍA DE DISEÑO	47
❖ AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL	49
❖ ESPECTRO DE DISEÑO	52
3. TEORÍA DE DUCTILIDAD ACERCA DE PUENTES ATIRANTADOS	53
4. TEORÍA DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL EN PUENTES ATIRANTADOS	55
5. TEORÍA DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL EN PUENTES ATIRANTADOS	57
❖ ENTRADA SÍSMICA	57
CAPITULO 3:	59



3. MARCO METODOLÓGICO	59
OBJETIVOS	59
HIPÓTESIS.....	60
PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN	61
METODOLOGÍA SELECCIONADA Y APLICADA AL PROYECTO	62
1. PARTICULARIDADES DE INTERÉS RESPECTO AL MODELADO DE LOS PUENTES	62
2. REDISEÑO DE PILAS Y TORRES DEL PUENTE	62
3. ANÁLISIS PUSHOVER	63
4. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL	63
5. ANÁLISIS DE ETAPAS CONSTRUCTIVAS	63
4. CAPITULO 4:.....	65
PROPUESTA O DESARROLLO DEL TEMA.....	65
1. PUENTE DE TIPOLOGÍA COMÚN.....	66
❖ CONSIDERACIONES REALIZADAS.....	66
❖ ACERCA DEL PUENTE.....	67
❖ ANÁLISIS.....	69
ESPECTRO DE DISEÑO.....	69
COMPARACIÓN DE PERIODOS SAP2000 VS MIDAS CIVIL (DISEÑO ELÁSTICO)	70
DISEÑO CON ESPECTRO ELÁSTICO Y CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES	70
CURVAS DE CAPACIDAD Y CAPACIDAD DE DUCTILIDAD.....	74
DISEÑO CON ESPECTRO REDUCIDO POR Q Y CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES.....	76
COMPARACIÓN DE PERIODOS RUAUMOKO 3D VS MIDAS CIVIL (DISEÑO ESPECTRO REDUCIDO POR Q).....	78
DEMANDA DE DUCTILIDAD	78
COMPARACIÓN ENTRE CAPACIDAD Y DEMANDA DE DUCTILIDAD.....	79
2. PUENTE DE TIPOLOGÍA ESPECIAL “EL CARRIZO”	79
❖ ACERCA DEL PUENTE.....	79
❖ CONSIDERACIONES REALIZADAS.....	82
❖ CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES USADAS PARA LOS ANÁLISIS	84
❖ CARGAS TOMADAS EN CUENTA PARA LOS ANÁLISIS.....	90
TANTO PARA EL PUENTE CERRADO COMO EN ETAPA CONSTRUCTIVA	90
PUENTE CERRADO.....	90
PUENTE EN ETAPA CONSTRUCTIVA.....	90
❖ ANÁLISIS.....	92
ESPECTRO DE DISEÑO EN ACELERACIÓN.....	92
COMPARACIÓN DE PERIODOS ENTRE MODELO DE MIDAS CIVIL Y SAP2000 (Gómez Martínez, y otros, 2014).....	94
REVISIÓN DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LAS PILAS Y LA TORRE.	97
ANÁLISIS DE ETAPAS CONSTRUCTIVAS (CSA).....	108
ANÁLISIS PUSHOVER.....	110
ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL.....	118
3. ANÁLISIS PARAMÉTRICO.....	119
❖ CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES USADAS PARA LOS MODELOS VARIADOS CON RESPECTO AL ORIGINAL	120
RESULTADOS.....	123
CONTRIBUCIÓN	128
5. CONCLUSIONES.....	129
6. TRABAJOS CITADOS.....	130



7. ANEXOS.....	135
ANEXO I (REFERENTE AL NL-RHA).....	135
1. Escalado de espectros de respuesta del puente común.....	135
2. Registros de aceleración usados para el puente común en gals (cm/s^2), del par 1 al 5. 136	
3. Escalado de espectros de respuesta para el puente “El Carrizo”.	138
4. Registros de aceleración usados para el puente “El Carrizo” en gals (cm/s^2).	139

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1. ELEMENTOS MÁS IMPORTANTES EN UN PUENTE ATIRANTADO.....	2
FIGURA 1.2. PUENTE “EL BALUARTE” (FUENTE: GRUPO TEDESCO).	3
FIGURA 1.3. PUENTE “EL CARRIZO” (FUENTE: SCT).....	3
FIGURA 1.4. PRINCIPALES TIPOS DE ARREGLOS DE LOS TIRANTES EN PUENTES ATIRANTADOS.	6
FIGURA 2.1. CONFIGURACIÓN GENERAL DE UN PUENTE ATIRANTADO.....	39
FIGURA 2.2. TÍPICA CUBIERTA DE SECCIÓN COMPUESTA DE PUENTES ATIRANTADOS (CALVI, SULLIVAN, & VILLANI, CONCEPTUAL SEISMIC DESIGN OF CABLE-STAYED BRIDGES, 2010).	40
FIGURA 2.3. ARREGLO DE TIRANTES BÁSICOS.	41
FIGURA 2.4. PLANOS DE TIRANTES EN PUENTES ATIRANTADOS (VALDEVENITO & APARICIO BENGOCHEA, 2005).	42
FIGURA 2.5. ALGUNAS CONFIGURACIONES DE TORRES PARA PUENTES ATIRANTADOS. (A) TIPO “MARCO”; (B) TIPO “H”; (C) TIPO “A”; (D) TIPO “DIAMANTE”; (E) TIPO “PILÓN”; (F) TIPO: “Y” (CALVI, SULLIVAN, & VILLANI, CONCEPTUAL SEISMIC DESIGN OF CABLE-STAYED BRIDGES, 2010).	44
FIGURA 2.6. VARIACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO DE RALEIGH CON LAS FRECUENCIAS (CHEN & DUAN, BRIDGE ENGINEERING: SEISMIC DESIGN, 2014).	52
FIGURA 4.1 ISOMÉTRICO DEL PUENTE DE TIPOLOGÍA COMÚN.....	67
FIGURA 4.2. DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA LOSA TIPO CAJÓN (DIMENSIONES EN METROS).	68
FIGURA 4.3. SECCIÓN TRANSVERSAL RECTANGULAR HUECA DE LAS PILAS EXTREMAS.....	68
FIGURA 4.4. SECCIÓN TRANSVERSAL RECTANGULAR HUECA DE LA PILA CENTRAL.	69
FIGURA 4.5. ESPECTRO DE DISEÑO TRANSPARENTE $Q=1$, ESTRUCTURA TIPO A.....	70
FIGURA 4.6. SECCIÓN Y REFUERZO LONGITUDINAL DE PILAS EXTREMAS.	71
FIGURA 4.7. SECCIÓN Y REFUERZO LONGITUDINAL EN PILA CENTRAL.	71
FIGURA 4.8. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA LAS PILAS EXTERNAS EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE.	72
FIGURA 4.9. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA LAS PILAS EXTERNAS DEL PUENTE EN SU DIRECCIÓN TRANSVERSAL.	73
FIGURA 4.10. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA PILA INTERNA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE.	73
FIGURA 4.11. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA PILA INTERNA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE.	74
FIGURA 4.12. COMPARACIÓN DE CURVAS DE CAPACIDAD ENTRE SAP2000 Y MIDAS CIVIL. DIRECCIÓN LONGITUDINAL.	75
FIGURA 4.13. COMPARACIÓN DE CURVAS DE CAPACIDAD ENTRE SAP2000 Y MIDAS CIVIL. DIRECCIÓN TRANSVERSAL.....	75
FIGURA 4.14. ESPECTRO DE DISEÑO TRANSPARENTE REDUCIDO POR $Q=4$	77
FIGURA 4.15. REFUERZO LONGITUDINAL PARA LAS PILAS EXTERNAS.....	77
FIGURA 4.16. REFUERZO LONGITUDINAL PARA LA PILA CENTRAL.	77
FIGURA 4.17. VISTA GENERAL DE “EL CARRIZO”.	80
FIGURA 4.18. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS GENERALES DEL PUENTE: DOVELAS DE ACERO, PARTE INFERIOR IZQUIERDA; DOVELAS DE CONCRETO, PARTE INFERIOR DERECHA (GÓMEZ MARTÍNEZ, Y OTROS, 2014).....	81
FIGURA 4.19. GEOMETRÍA GENERAL DE “EL CARRIZO”, EN MIDAS CIVIL.....	82
FIGURA 4.20. GEOMETRÍA GENERAL DE LA PARTE ATIRANTADA.	84



FIGURA 4.21. VISTA DE OTROS ELEMENTOS MODELADOS EN LA PARTE ATIRANTADA.	85
FIGURA 4.22. DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO DE LA SECCIÓN INFERIOR DE LA PILA EN EL TRAMO ATIRANTADO.	85
FIGURA 4.23. DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO DE LA SECCIÓN SUPERIOR DE LA PILA EN EL TRAMO ATIRANTADO.	86
FIGURA 4.24. DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO DE LA SECCIÓN INFERIOR DE LAS PIERNAS DE LA TORRE EN EL TRAMO ATIRANTADO.	86
FIGURA 4.25. DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO DE LA SECCIÓN SUPERIOR DE LAS PIERNAS DE LA TORRE EN EL TRAMO ATIRANTADO.	87
FIGURA 4.26. DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO DE LA SECCIÓN DE LOS TRAVESAÑOS DE LA TORRE EN EL TRAMO ATIRANTADO.	87
FIGURA 4.27. VISTA GENERAL DEL MODELO EN MIDAS CIVIL DE LA PARTE DE LAS DOVELAS DE CONCRETO PRESFORZADAS.	88
FIGURA 4.28. VISTA QUE MUESTRA OTROS ELEMENTOS MODELADOS DE LA PARTE DE LAS DOVELAS DE CONCRETO PRESFORZADAS.	88
FIGURA 4.29. DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO DE LAS PIERNAS DE LA PILA DEL TRAMO DE LAS DOVELAS DE CONCRETO.	88
FIGURA 4.30. DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO DEL TRAVESAÑO INFERIOR EN LA PILA DEL TRAMO DE LAS DOVELAS DE CONCRETO.	89
FIGURA 4.31. DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO DEL TRAVESAÑO SUPERIOR EN LA PILA DEL TRAMO DE LAS DOVELAS DE CONCRETO.	89
FIGURA 4.32. UBICACIÓN DEL PUENTE "EL CARRIZO". EN PRODISIS DEL MOC -SISMO DE CFE (DE OBRAS CIVILES, M. D. D, 2008).	92
FIGURA 4.33. ESPECTRO DE DISEÑO TRANSPARENTE $Q=1$, ESTRUCTURAS TIPO A.	93
FIGURA 4.34. ESPECTROS DE DISEÑO ELÁSTICO EN BASE A UN ANÁLISIS DE RIESGO SÍSMICO PARA EL PUENTE "EL BALUARTE" (<a)<="" a="" href="https://es.scribd.com/document/147639429/PUENTE-BALUARTE-ESTUDIOS-Y-PROYECTOS,S.F.">.....	93
FIGURA 4.35. ESPECTRO DE DISEÑO TRANSPARENTE MODIFICADO POR FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO.	94
FIGURA 4.36. PRIMERAS SEIS FORMAS MODALES SEGÚN MODELO DEL ESTUDIO (GÓMEZ MARTÍNEZ, Y OTROS, 2014).....	96
FIGURA 4.37. PRIMERAS SEIS FORMAS MODALES SEGÚN EL MODELO DE MIDAS CIVIL, CORRESPONDIENTES CON LA FIGURA 4.36.....	96
FIGURA 4.38. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN INFERIOR DE LA PILA EN LA PARTE ATIRANTADA (CERRADO EL PUENTE).	98
FIGURA 4.39. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN INFERIOR DE LA PILA EN LA PARTE ATIRANTADA (CERRADO EL PUENTE).	98
FIGURA 4.40. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN SUPERIOR DE LA PILA EN LA PARTE ATIRANTADA (CERRADO EL PUENTE).	99
FIGURA 4.41. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN SUPERIOR DE LA PILA EN LA PARTE ATIRANTADA (CERRADO EL PUENTE).	99
FIGURA 4.42. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN INFERIOR DE LAS PIERNAS DE LA TORRE EN LA PARTE ATIRANTADA (CERRADO EL PUENTE).	100
FIGURA 4.43. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN INFERIOR DE LAS PIERNAS DE LA TORRE EN LA PARTE ATIRANTADA (CERRADO EL PUENTE).	100



FIGURA 4.44. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN SUPERIOR DE LAS PIERNAS DE LA TORRE EN LA PARTE ATIRANTADA (CERRADO EL PUENTE).....	101
FIGURA 4.45. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN SUPERIOR DE LAS PIERNAS DE LA TORRE EN LA PARTE ATIRANTADA (CERRADO EL PUENTE).....	101
FIGURA 4.46. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE, EN LAS PIERNAS DE LA PILA EN LA PARTE DE LAS DOVELAS DE CONCRETO (CERRADO EL PUENTE).....	102
FIGURA 4.47. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE, EN LAS PIERNAS DE LA PILA EN LA PARTE DE LAS DOVELAS DE CONCRETO (CERRADO EL PUENTE).....	102
FIGURA 4.48. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN INFERIOR DE LA PILA EN LA PARTE ATIRANTADA (ANTES DE COLOCAR DOVELAS DE CIERRE).....	103
FIGURA 4.49. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN INFERIOR DE LA PILA EN LA PARTE ATIRANTADA (ANTES DE COLOCAR DOVELAS DE CIERRE).....	103
FIGURA 4.50. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN SUPERIOR DE LA PILA EN LA PARTE ATIRANTADA (ANTES DE COLOCAR DOVELAS DE CIERRE).....	104
FIGURA 4.51. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN SUPERIOR DE LA PILA EN LA PARTE ATIRANTADA (ANTES DE COLOCAR DOVELAS DE CIERRE).....	104
FIGURA 4.52. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN INFERIOR DE LAS PIERNAS DE LA TORRE EN LA PARTE ATIRANTADA (ANTES DE COLOCAR DOVELAS DE CIERRE).	105
FIGURA 4.53. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN INFERIOR DE LAS PIERNAS DE LA TORRE EN LA PARTE ATIRANTADA (ANTES DE COLOCAR DOVELAS DE CIERRE).	105
FIGURA 4.54. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN SUPERIOR DE LAS PIERNAS DE LA TORRE EN LA PARTE ATIRANTADA (ANTES DE COLOCAR DOVELAS DE CIERRE).	106
FIGURA 4.55. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE, EN LA SECCIÓN SUPERIOR DE LAS PIERNAS DE LA TORRE EN LA PARTE ATIRANTADA (ANTES DE COLOCAR DOVELAS DE CIERRE).	106
FIGURA 4.56. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE, EN LAS PIERNAS DE LA PILA EN LA PARTE DE LAS DOVELAS DE CONCRETO (ANTES DE COLOCAR DOVELAS DE CIERRE).....	107
FIGURA 4.57. ACCIONES SÍSMICAS Y DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE, EN LAS PIERNAS DE LA PILA EN LA PARTE DE LAS DOVELAS DE CONCRETO (ANTES DE COLOCAR DOVELAS DE CIERRE).....	107
FIGURA 4.58. ETAPA DE INTERÉS 1.	108
FIGURA 4.59. ETAPA DE INTERÉS 8.	109
FIGURA 4.60. ETAPA DE INTERÉS 15.	109
FIGURA 4.61. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL. PUENTE CERRADO.	111
FIGURA 4.62. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL. PUENTE CERRADO.	111
FIGURA 4.63. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL. PUENTE EN PRIMERA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 1). PARTE ATIRANTADA.	112



FIGURA 4.64. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL. PUENTE EN PRIMERA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 1). PARTE ATIRANTADA.	112
FIGURA 4.65. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL. PUENTE EN SEGUNDA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 2). PARTE ATIRANTADA.	113
FIGURA 4.66. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL. PUENTE EN SEGUNDA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 2). PARTE ATIRANTADA.	113
FIGURA 4.67. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL. PUENTE EN TERCERA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 3). PARTE ATIRANTADA.	114
FIGURA 4.68. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL. PUENTE EN TERCERA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 3). PARTE ATIRANTADA.	114
FIGURA 4.69. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL. PUENTE EN PRIMERA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 1). PARTE DE DOVELAS DE CONCRETO.	115
FIGURA 4.70. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL. PUENTE EN PRIMERA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 1). PARTE DE DOVELAS DE CONCRETO.	115
FIGURA 4.71. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL. PUENTE EN SEGUNDA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 2). PARTE DE DOVELAS DE CONCRETO.	116
FIGURA 4.72. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL. PUENTE EN SEGUNDA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 2). PARTE DE DOVELAS DE CONCRETO.	116
FIGURA 4.73. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL. PUENTE EN TERCERA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 3). PARTE DE DOVELAS DE CONCRETO.	117
FIGURA 4.74. CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL. PUENTE EN TERCERA ETAPA DE INTERÉS (ETAPA DE INTERÉS 3). PARTE DE DOVELAS DE CONCRETO.	117
FIGURA 4.75. COBERTURA NACIONAL DE ACELEROGRAMAS (HTTP: //APLICACIONES.IINGEN.UNAM.MX/ACELEROGRAMASRSM/, S.F.).	118
FIGURA 4.76. VARIACIÓN PARAMÉTRICA (VER TABLA 4.17).	119
FIGURA 4.77. GEOMETRÍA GENERAL DEL MODELO VARIADO.	121



ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.1. PUENTES ATIRANTADOS DE MÉXICO HASTA EL 2013.	6
TABLA 2.1. TABLA CRONOLÓGICA DE PUENTES ATIRANTADOS.	20
TABLA 2.2. PUENTES ATIRANTADOS DE MAYOR CLARO A NIVEL MUNDIAL (ORDEN DE MAYOR CLARO A MENOR CLARO).....	28
TABLA 2.3. RELACIONES DE AMORTIGUAMIENTO ξ PARA ALGUNOS MATERIALES.	49
TABLA 2.4. NIVELES DE DAÑO, DEFORMACIÓN Y DUCTILIDAD.	54
TABLA 4.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.	69
TABLA 4.2. COMPARACIÓN DE PERIODOS PARA EL DISEÑO EN BASE AL ESPECTRO ELÁSTICO, ENTRE SAP2000 Y MIDAS CIVIL.....	70
TABLA 4.3. REFUERZO LONGITUDINAL PARA LAS PILAS DEL PUENTE (DISEÑO ELÁSTICO).	72
TABLA 4.4. COMPARACIÓN DE DUCTILIDADES ENTRE SAP2000 Y MIDAS CIVIL, PARA LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE.	76
TABLA 4.5. COMPARACIÓN DE DUCTILIDADES ENTRE SAP2000 Y MIDAS CIVIL, PARA LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE.	76
TABLA 4.6. CANTIDAD DE ACERO DE REFUERZO PARA LAS PILAS DEL PUENTE (DISEÑO CON ESPECTRO REDUCIDO POR Q).	78
TABLA 4.7. COMPARACIÓN DE PERIODOS ENTRE RUAUMOKO 3D Y MIDAS CIVIL.....	78
TABLA 4.8. COMPARACIÓN DE DEMANDA DE DUCTILIDAD ENTRE MIDAS CIVIL Y RUAUMOKO 3D. PARA LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL.	78
TABLA 4.9. COMPARACIÓN DE DUCTILIDADES ENTRE RUAUMOKO 3D Y SAP2000 CON MIDAS CIVIL, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCIÓN DEL COLAPSO. DIRECCIÓN LONGITUDINAL.	79
TABLA 4.10. OTRAS CARACTERÍSTICAS DE "EL CARRIZO".	80
TABLA 4.11. MATERIALES USADOS.....	80
TABLA 4.12. CANTIDAD DE ACERO DE REFUERZO Y CONCRETO USADO EN LAS SECCIONES DE INTERÉS DEL PUENTE.	89
TABLA 4.13. CARGAS PARA ETAPA CONSTRUCTIVA SEGÚN AASTHO LRFD Y SCT.	91
TABLA 4.14. CONTRASTE DE LOS RESULTADOS DEL MODELO EN MIDAS CIVIL CONTRA LOS PRESENTADOS EN UN ARTÍCULO (GÓMEZ MARTÍNEZ, Y OTROS, 2014).....	95
TABLA 4.15. RESULTADOS DE LOS PERIODOS EN BASE A UNA PRUEBA DE VIBRACIÓN AMBIENTAL PARA EL TABLERO DE "EL CARRIZO".	95
TABLA 4.16. PERIODOS DE VIBRAR EN LAS DISTINTAS FASES DE INTERÉS.	110
TABLA 4.17. PARÁMETROS USADOS.....	120
TABLA 4.18. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS (METROS).	121
TABLA 4.19. ACERO USADO EN CADA SECCIÓN (METROS).....	122
TABLA 4.20. RESUMEN DE DUCTILIDADES.	123
TABLA 4.21. ELEMENTOS DOMINANTES EN LA DUCTILIDAD.	125

CAPITULO 1:

INTRODUCCIÓN

- ANTECEDENTES
- PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA
- OBJETIVOS
- HIPÓTESIS GENERAL
- JUSTIFICACIÓN
- METODOLOGÍA
- DISTRIBUCIÓN DE LA TESIS
- RESULTADOS Y APORTACIONES

CAPITULO 1:

1.INTRODUCCIÓN AL ESTUDIO DE PUENTES ATIRANTADOS

ANTECEDENTES

Desde tiempos ancestrales, nuestros antecesores tuvieron la necesidad de construir estructuras que permitieran el paso de un punto a otro, salvando algún obstáculo que impidiera el tránsito. Estas estructuras fueron de tipo natural y después construcciones hechas a propósito para tener comunicación de un punto a otro. Las de tipo natural eran los troncos de árboles que caían y salvaban un claro corto, piedras naturales que se almacenaban en un cauce para permitir el paso sobre ellas o lianas entrelazadas, por mencionar algunas. Los primeros puentes contruidos de manera intencional fueron de troncos o trozos de madera conectados entre sí por lianas o algún otro sistema para atarlos. El antecedente de los puentes colgantes fue la combinación de lianas y trozos de madera (Samayoa Ochoa, D., Balankin, A., Carrion Viramontes, F. J., y Lopez Lopez, J. A., 2006).

El concepto de proporcionar soportes intermedios a una viga, mediante una atadura inclinada colgada a un sistema vertical que le proporcionase un soporte, se utiliza desde tiempos antiguos. Por ejemplo el sistema de velero utilizado por los antiguos egipcios en sus barcos, que constaban básicamente de un mástil de madera que soportaba cuerdas atadas en su longitud, que a su vez sujetaban unas vigas circulares de madera, o los ríos que eran atravesados en el lejano oriente por puentes de bambú, apoyados por barras sujetas a los árboles que se encontraban en las orillas.

A lo largo de la historia se fue observando una evolución en los puentes, tanto en su proceso constructivo como en sus materiales constituyentes. Obteniendo estructuras más eficientes y cada vez más grandes, que en la actualidad han salvado claros principales superiores a los 900 metros (Samayoa Ochoa, D., *Et al.*, 2006). Se puede decir que los primeros puentes modernos comenzaron a construirse a mediados de los años cincuenta del siglo XX, los cuales ya constaban de soportes dados únicamente por tirantes atirantados de acero comenzando con longitudes de claros principales alrededor de 180 m. El siguiente adelanto en los puentes atirantados se dio después de los años sesenta del mismo siglo con un sistema con forma de múltiples tirantes, por medio del cual un gran número de tirantes con diámetros pequeños fueron atados a las torres, aquí el análisis estructural fue posible gracias a las computadoras, ya se podían construir puentes con claros principales de alrededor de 280 m. Y así han habido mejoras hasta llegar a tiempos contemporáneos en los sistemas constructivos y estructurales de los puentes a medida que la tecnología avanza y muy seguramente seguirán evolucionando los sistemas a medida que avance el tiempo.

En México, los puentes atirantados han suplantado prácticamente todas las otras formas de puentes para tramos entre 200 y 500 m; las ventajas que los puentes atirantados tienen respecto a los colgantes de la misma longitud, son que no requieren anclajes tan sólidos, y que su construcción generalmente es simple, además tienen mayor rigidez de por vida, y por cargas de viento (Samayoa Ochoa, D., *Et al.*, 2006).

En términos generales tanto las torres o mástiles, los tirantes y el tablero en un puente atirantado, están sometidos a cargas axiales; los tirantes a tensión, las torres y el tablero a compresión. Los miembros cargados axialmente generalmente son más eficientes que los miembros flexionados. Esto contribuye a la economía del puente atirantado. En la Figura 1.1, se observa un esquema de los elementos principales de los puentes atirantados en términos generales. Los tirantes son de acero de alta tensión, en algunos casos están cubiertos de concreto. Las torres a menudo son de concreto, aunque se han fabricado también de acero.

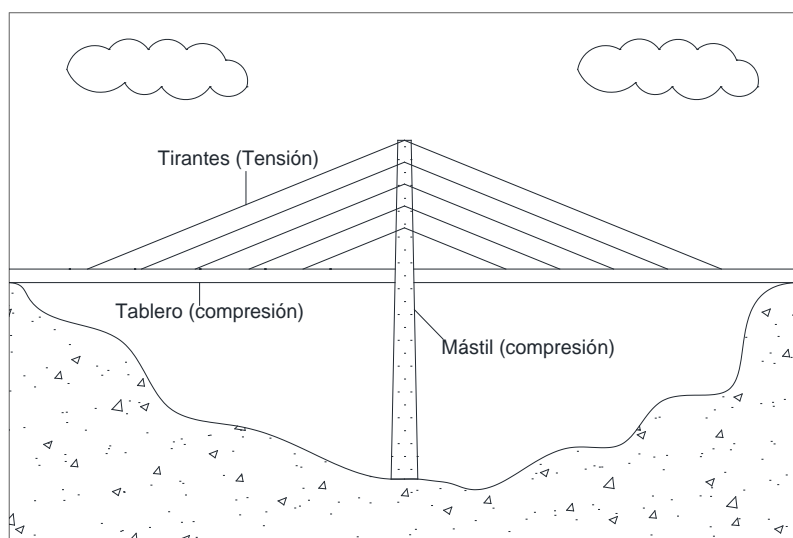


Figura 1.1. Elementos más importantes en un puente atirantado.

La normativa de la SCT⁴, define a un puente como: “Una estructura con longitud mayor de seis metros que se construye sobre corrientes o cuerpos de agua y cuyas dimensiones quedan definidas por razones hidráulicas”. Mientras que un viaducto lo definen como: “Una estructura que se construye sobre barrancas, zonas urbanas u otros obstáculos, y cuyas dimensiones quedan definidas por razones topográficas” (Norma, N, 2001).

Dentro del manual de la SCT, hay otro tipo de puentes, que se consideran como estructuras especiales cuya tipología es diferente a la común y consiste en superestructuras de tramos libremente apoyados o continuos, colados en sitio o prefabricados, de concreto reforzado, presforzado o de vigas metálicas (Manual, M,

⁴ Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

2004), y según estadísticas el 2% de los puentes Mexicanos caen dentro de esta categoría (García et al., 2013).

Los puentes especiales son de gran importancia debido al servicio que ofrecen a la sociedad, su eficacia y hasta su estética arquitectónica, gracias a la cantidad de carriles que pueden soportar, así como los grandes claros y las grandes alturas que salvan. Por ejemplo, el puente “El Baluarte”, que se observa con detalle en la Figura 1.2 o el caso de estudio en este trabajo el puente “El Carrizo” mostrado en la Figura 1.3, que son los dos puentes atirantados más importantes de la carretera Durango-Sinaloa.



Figura 1.2. Puente “El baluarte” (Fuente: Grupo Tedesco).



Figura 1.3. Puente “El Carrizo” (Fuente: SCT).

Conforme al manual de la SCT (Manual, M, 2004), los puentes especiales se clasifican como:

- **PUENTES CONSTRUIDOS EN VOLADIZO.** Puentes cuya superestructura está constituida por segmentos o dovelas prefabricados o colados en sitio mediante cimbra móvil, que se colocan sucesivamente a partir de un elemento de subestructura, formando un voladizo de longitud creciente, hasta encontrarse con el extremo de otro voladizo que parte de un elemento de subestructura adyacente, o hasta apoyarse en un estribo o en un apoyo provisional. Estos puentes pueden ser en doble voladizo cuando se construyen a partir de una pila y el avance se realiza en forma simétrica respecto a ese elemento.
- **PUENTES EMPUJADOS.** Son aquellos cuya superestructura está formada por dovelas o segmentos que se fabrican en el sitio o en planta. Cada dovela se ensambla a la dovela anterior, en una plataforma localizada por detrás del estribo de una margen o una ladera. Una vez que la nueva dovela queda unida a la anterior, el conjunto se empuja hacia adelante para liberar el sitio que ocupará la siguiente dovela. El empujado se realiza por etapas sucesivas hasta alcanzar el estribo en la margen o ladera opuesta.
- **PUENTES EN ARCO.** Los puentes de arco son estructuras cuya directriz tiene una configuración curva o poligonal.
- **PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO.** El presfuerzo en una estructura es la aplicación de precargas de tal forma que mejore su comportamiento ante las cargas actuantes y se puede realizar de dos formas:
 1. **POSTENSADO.** El postensado es un método en el cual el torón de acero se introduce dentro de ductos, y es tensado después de que el concreto ha fraguado.
 2. **PRETENSADO.** El término pretensado se usa para describir cualquier método de presforzado en el cual los torones se tensan antes de colocar el concreto.
- **PUENTES ATIRANTADOS.** Se denomina puente atirantado a aquel cuyo tablero se encuentra suspendido de una o varias torres, mediante un sistema de tirantes o tirantes. Los tirantes sujetan directamente al tablero. Las partes principales de los puentes atirantados son: los tirantes, las torres y el tablero.
 1. **TIRANTES:** Son elementos flexibles que soportan al tablero y se conectan en diferentes puntos a lo largo del mismo así como en los extremos opuestos a diferentes alturas en las torres y que, dependiendo de la

distribución de los tirantes, pueden clasificarse como: Arpa (tirantes paralelos), semi-arpa (tirantes semi-paralelos) y en abanico (tirantes radiales).

2. TORRES: También conocidos como mástiles o pilones⁵, son el elemento del puente en que se anclan los tirantes que soportan al tablero.
3. TABLERO: Es la porción de superestructura formada por el sistema de piso que soporta la superficie de rodamiento de las cargas móviles y que está integrado por losas, largueros, diafragmas o piezas de puente y elementos portantes que son soportados por los tirantes.

En la actualidad gracias a todas las innovaciones constructivas, y de los materiales usados en la fabricación de los puentes atirantados, se pueden cubrir claros mayores de 800m como el puente támara en Japón de 890m por ejemplo, aunque en la actualidad hay claros mayores en otras partes del mundo como en China.

Hasta 2010 en México se tenían registrados nueve puentes atirantados con grandes claros. En la Tabla 1.1, se observa el registro de los puentes atirantados hasta el 2010 (García Salas *Et al.*, 2013), a los que de manera demostrativa se anexo el Puente “El Carrizo” que se inauguró en octubre del 2013, en la misma tabla.

Los tirantes en los puentes atirantados pueden ser combinados en alguna de las siguientes tres formas principales, mostrados en la Figura 1.4, y de ahí pueden resultar más variantes.

- En sistema de abanico, “fan”: los tirantes están anclados en lo más alto de las torres, desde un mismo punto, lo que implica problemas en los detalles de las anclas.
- El sistema de arpa, “harp”: los tirantes se diseñan de manera paralela; las componentes horizontales de la tensión en los tirantes que soportan la viga, cerca de la torre son más grandes que aquellos que se utilizan en el sistema de abanico. Con este sistema, las torres deben ser más altas disponer de una mayor inclinación, lo que incrementa la rigidez del sistema. Estéticamente, el sistema de arpa se considera como el más agradable a la vista.

⁵ Aquí se usará el término pilón y torre como lo propone (Chen & Duan, Bridge engineering: substructure design, 2014), para hacer referencia al elemento estructural, que se proyecta por encima del tablero en el cual se apoyan los tirantes. Los autores refieren como pilón cuando dicho elemento estructural consta de una única pierna o columna; y le llaman torre al mismo elemento, pero que consta de más de una pierna o columna. Por lo que se usará el término torre y no pilón a lo largo del texto, aunque en demasiadas referencias se usa indistintamente o comúnmente como pilón; pero se hace más atractivo usar la definición que exponen estos autores para evitar confusiones a lo largo del trabajo.

- Sistema de semi-arpa, “semi-harp”: Para evitar el problema del amontonamiento de los anclajes de los tirantes en el ápice de la torre, estos están espaciados a distancias convenientes en la parte superior de la torre, sin que se llegue a un arreglo paralelo.

Tabla 1.1. Puentes Atirantados de México hasta el 2013.

PUENTES	ESTADO	CLARO PRINCIPAL (m)	INAUGURACIÓN
DOVALÍ JAIME	VERACRUZ	288	1984
TAMPICO	TAMAULIPAS	360	1988
MEZCALA	GUERRERO	311	1993
QUETZALAPA	GUERRERO	213	1993
BARRANCA EL ZAPOTE	GUERRERO	176	1993
BARRANCA EL CAÑÓN	GUERRERO	166	1993
RÍO PAPALOAPAN	VERACRUZ	203	1995
GRIJALVA	TABASCO	116	2001
BALUARTE	DURANGO-SINALOA	520	2012
CARRIZO	DURANGO-SINALOA	217	2013

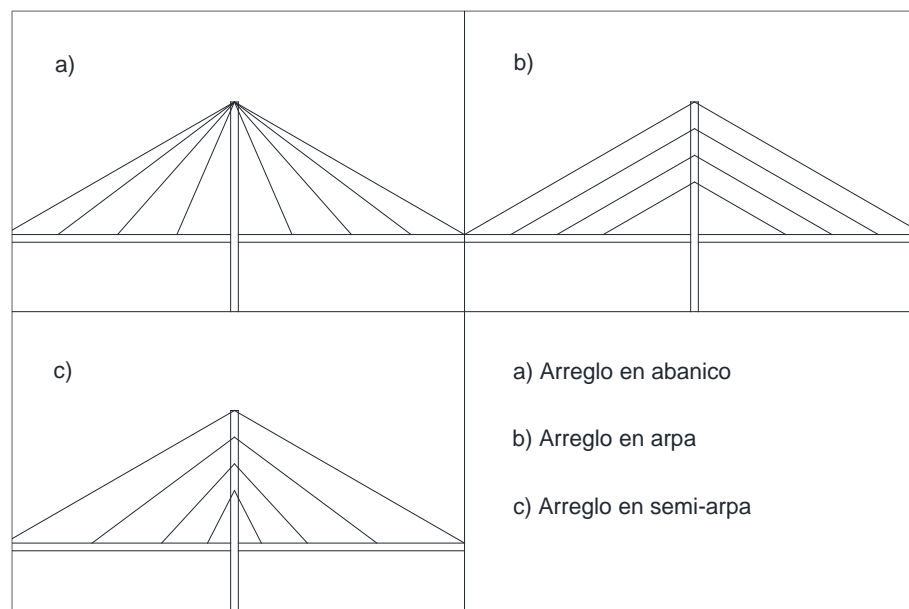


Figura 1.4. Principales tipos de arreglos de los tirantes en puentes atirantados.

PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

Con la complejidad del problema que con lleva el diseño y el análisis estructural de las llamadas mega estructuras, como pueden ser los puentes atirantados de claros relativamente grandes, que son catalogados como estructuras de tipología especial, por su sistema estructural, así como por sus procesos constructivos no cotidianos, aquí nos estaremos refiriendo a puentes atirantados con claros principales mayores a 200 metros, que es cuando un puente atirantado comienza a tener ventajas sobre otros sistemas de puentes, incluso sobre los llamados puentes suspendidos o colgantes. Con la necesidad de diseñar estructuras de estas características es importante tener recomendaciones adecuadas, que nos den idea sobre el comportamiento de estas configuraciones estructurales, para su mejor diseño y análisis estructural, para ayudar a los ingenieros de la práctica a proyectar de mejor manera este tipo de puentes.

Sin embargo dado que este tipo de puentes son relativamente nuevos, incluso complejos en su estudio y comportamiento, aun no se cuenta con índices de diseño tan formales como para que el ingeniero de la práctica, pueda proyectar de manera un poco más fácil estos puentes, algunos reglamentos dan cierta idea de cómo se deberían diseñar ciertos componentes, pero no son muy puntuales en qué valor se debe utilizar en ciertos índices de diseño como el de la ductilidad.

En México, básicamente se aplica el reglamento de la AASHTO para diseñar los puentes comunes, con ciertas consideraciones especiales adaptadas al país, sin embargo básicamente las recomendaciones se dan en puentes de tipología normal y procesos constructivos aplicados a puentes comunes, y reproducen índices de diseño solo para algunos casos.

Con lo comentado se muestra la necesidad de cubrir una parte del problema que conlleva el buen diseño y análisis de los puentes “especiales”. Por tanto, se plantea el estudio del comportamiento de un puente mixto construido en México, que lleva el nombre de “El Carrizo”, construido con el método constructivo de volados sucesivos, para abordar el tema de la capacidad de ductilidad de los elementos estructurales principales y que requieren comportamiento dúctil; las pilas y torres. Se pretende calcular los índices de ductilidad para estos elementos del puente, para incorporar el conocimiento a la práctica del diseño y análisis en la práctica Mexicana.

Dada la complejidad del problema y el acotamiento del tiempo, el estudio del puente ya mencionado objetivo de esta tesis, solo se limitara al estudio de la ductilidad de los elementos principales ya mencionados; que a su vez son los elementos relevantes para tener comportamiento no lineal y donde se requiere eminentemente un comportamiento dúctil (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic design, 2014), para dar recomendaciones de diseño, en la práctica, por lo que se deben seguir estudiando este tipo de estructuras para determinar otros índices útiles en el diseño de esta tipología de puentes.



OBJETIVO GENERAL

El objetivo general de este trabajo es determinar los índices de ductilidad en las pilas y torres de un puente mixto, construido con el método constructivo de volados sucesivos, en tres diferentes etapas constructivas, así como en su estado ya cerrado. Específicamente, se estudiara la configuración estructural propia del puente mixto; “El Carrizo”. Los índices de la capacidad de ductilidad se obtendrán mediante Análisis Estáticos No Lineales (Análisis pushover⁶) y posteriormente se obtendrán las demandas medias de ductilidad con Análisis Tiempo Historia No Lineales (NL-RHA).

⁶ Aunque el mejor termino para los Análisis Estáticos No Lineales, es precisamente “Análisis Estático No Lineal”, aquí como en muchas otras referencias se usara el término “Análisis pushover” como se conoce coloquialmente a este tipo de análisis.

HIPÓTESIS GENERAL

A partir del problema planteado, surgen varias cuestiones interesantes, que podrían proporcionar resultados muy variables entre considerar o no considerar ciertas particularidades. Entre las cuestiones que se cree de mayor interés y que podrían impactar más en los resultados o procedimientos de análisis a llevar a cabo, son las siguientes:

- ¿Qué tanto influirán los efectos particulares de estas estructuras como el efecto de modos superiores, el acoplamiento modal, el efecto de su alta no linealidad, entre otras, en la demanda de ductilidad del sistema obtenida con un NL-RHA⁷, con respecto a su capacidad obtenida con pushover global?

Otras cuestiones que se creen de importancia, se llevaran a cabo en su momento con el ligero estudio paramétrico.

⁷ Análisis Historia-Respuesta No Lineal.

JUSTIFICACIÓN

Para fines prácticos, en el análisis y diseño de puentes, se necesita tener una idea de la capacidad a ductilidad que pueden desarrollar las diferentes configuraciones estructurales. Los coeficientes de ductilidad usados en las diferentes normativas no son demasiados, ni muy variados para puentes de tipología común. Para puentes especiales, los códigos de diseño, como las AASHTO o el Euro código, y en general la normativa de los Estados Unidos de América para diseño de puentes, por nombrar algunos, no tiene ninguna indicación para el diseño de la capacidad a ductilidad de las pilas y torres, ni de otros elementos estructurales de este tipo de puentes.

Los puentes denominados como especiales (atirantados, doble voladizo, empujados, etc.), según la SCT (Manual, M, 2004), son cada vez más comunes para salvar claros importantes. Su diseño y construcción requiere de mayores análisis y su falla ocasionaría grandes pérdidas, al ser generalmente clasificados como estructuras gran importancia. En México, gracias a la construcción de nuevas vías comunicación, se ha incrementado el número de este tipo de estructuras. Además, este tipo de puentes no es considerado en la reglamentación común de la AASHTO, elaborada principalmente para puentes comunes de claros intermedios, por lo que sería importante contar con mejores herramientas para su diseño (AASHTO, 2012).

Por la importancia que tiene el índice de ductilidad en la práctica de la ingeniería estructural cotidiana, y para este caso en la ingeniería de puentes, clasificados como comunes o como especiales, evidentemente hace falta un estudio formal para determinar con mayor detalle los niveles de ductilidad que alcanzan los elementos en los cuales se concentra el daño de estas estructuras: las pilas (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014). Sin embargo al no haber índices de ductilidad recomendados en los códigos de diseño comúnmente usados en México, para los puentes clasificados como especiales, dada la característica de su importancia en las vías de comunicación, se deberían tener algunos índices de ductilidad, que nos puedan proporcionar información adecuada acerca del comportamiento de algunos elementos estructurales del puente para su mejor diseño y análisis, esto considerando las condiciones del país, tanto constructivas, como topográficas, o bien en los materiales utilizados, o el tipo de vehículos usados, las condiciones naturales (sismos o vientos), etc.

METODOLOGÍA GENERAL

Para el estudio de la ductilidad en el puente a analizar: “El Carrizo”. Se realizó de manera muy general, la siguiente metodología:

1. PUENTE DE TIPOLOGÍA COMÚN (CALIBRACIÓN)

1. Diseño, modelado y análisis de un puente de tipología común, de tres claros simplemente apoyado, losa tipo cajón y pilas rectangulares huecas. Para calibrar el software utilizado, además para introducción a la metodología de análisis y diseño general, a usarse en la investigación.
2. Obtención de la capacidad de Ductilidad mediante un Análisis pushover con SAP2000 (Schueller, W., 2008) y MIDAS CIVIL (MIDAS, I, 2015), así como su demanda de ductilidad mediante un NL-RHA con RUAUMOKO3D (Carr, A. J., 2011) y MIDAS CIVIL.
3. Comparación de las ductilidades obtenidas en los dos tipos de análisis (Análisis pushover y NL-RHA).

2. PUENTES ESPECIALES (ESTUDIO)

❖ ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (ANÁLISIS PUSHOVER)

Puente “Original”⁸:

1. Modelado del Puente: “El Carrizo”, construido con el método de volados sucesivos, en Auto CAD y MIDAS CIVIL, con su diseño original para su posterior análisis.
2. Análisis pushover, en MIDAS CIVIL para determinar la capacidad máxima de los puentes y poder determinar la capacidad de ductilidad de las pilas y torre en las diferentes etapas de construcción de interés del puente, así como ya cerrado.
3. Determinación de la capacidad de ductilidad mediante la curva de capacidad y comparación de los valores obtenidos, para cada etapa constructiva de interés y ya cerrado el puente.

⁸ El término “Original”, se refiere al modelado y análisis del puente correspondiente a los planos proporcionados por una de las empresas que siguieron el proyecto del puente (JESA INGENIERÍA S. A. de C. V.: “El Carrizo”)

Puente Modificado (rediseño de pilas y torres):

4. Ya realizada la variación del parámetro y el rediseño correspondiente en la pila y torre de las dos partes del puente, así como en las consideraciones del análisis, se aplican los pasos dos y tres, anteriormente mencionados para el puente “original” en la obtención de las ductilidades; para las etapas de construcción consideradas de interés correspondiente a cada variación de parámetro.

❖ ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL (NL-RHA)

Puente “Original”:

1. Modelado del puente en Auto CAD y en MIDAS CIVIL con su diseño original para su posterior análisis.
2. Realización del NL-RHA en MIDAS CIVIL para determinar la demanda máxima de las dos partes del puente según el peligro sísmico correspondiente a la zona del puente, y poder determinar la demanda de ductilidad para cada una de las etapas de construcción consideradas, así como cerrado el puente.
3. Determinación de la demanda de ductilidad en las pilas y torre del puente, para cada etapa constructiva de interés y para el puente totalmente cerrado.

Puente Modificado (rediseño de pilas y torre):

4. Ya realizada la variación del parámetro y el rediseño correspondientes, se implementó la metodología del NL-RHA a la etapa constructiva de interés, así como al puente cerrado, para la determinación de la demanda de ductilidad, para la situación dada.
5. Determinación de la demanda de ductilidad en base a la excitación sísmica del puente según su zona de peligro sísmico.

❖ ANÁLISIS DE ETAPAS CONSTRUCTIVAS (CSA)

Puente “Original”:

1. Modelado del puente en MIDAS CIVIL con su diseño original para su posterior análisis.
2. Ya teniendo el modelado general del puente, se realizó el modelado de las diferentes etapas constructivas para poderle aplicar los diferentes análisis de interés.

3. Realización del análisis pushover y NL-RHA, para tres etapas constructivas de interés, así como del puente cerrado totalmente, para la determinación de las ductilidades de los elementos estructurales de interés involucrados.

Puente Modificado (rediseño de pilas y torre):

1. Modelado de las etapas constructivas del puente con las consideraciones realizadas y mencionadas más adelante para poder integrar los análisis de interés.
2. Determinación de la capacidad de ductilidad con el Análisis pushover, así como la determinación de la demanda de ductilidad con el NL-RHA a las pilas y torre del puente, según la variación del parámetro usado y su rediseño correspondiente, para tres etapas constructivas de interés.

❖ RESULTADOS Y CONCLUSIONES

1. Procesamiento, análisis y presentación de los resultados.
2. Comparación para un cierto parámetro y estado del puente (en etapa constructiva o cerrado), entre el Análisis pushover y el NL-RHA; de la ductilidad obtenida, para verificar su diferencia y poder concluir algunas cuestiones de las hipótesis planteadas.
3. Comparación entre las diferentes ductilidades, de los diferentes parámetros realizados en etapas de construcción equivalentes, para poder concluir cuestiones de las hipótesis planteadas.

DISTRIBUCIÓN DE LA TESIS

En esta parte del trabajo se detalla el contenido de cada capítulo en términos generales. La estructura general de esta tesis consta de cuatro capítulos principales (introducción, marco teórico, marco metodológico y propuesta o desarrollo del tema), conclusiones, bibliografía y anexos. A continuación se detalla brevemente el contenido de cada capítulo:

- **CAPITULO 1 (INTRODUCCIÓN):**

Este capítulo introduce al tema en estudio. El cual se divide en los siguientes subtemas:

- ANTECEDENTES: Se proporciona teoría general acerca de la historia y evolución de los puentes con un enfoque en los puentes atirantados (objeto de estudio), para introducir después conceptos generales de las tipologías de puentes especiales.
- PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA: Se presenta una explicación del problema a analizar, así como sus alcances y limitaciones. Las consideraciones hechas se presentan a lo largo del trabajo.
- OBJETIVOS: Se presenta el objetivo general de la tesis, así como sus respectivos objetivos específicos.
- HIPÓTESIS GENERAL: Se plantea de la forma más general, la hipótesis que se cree de relevancia, en la investigación.
- JUSTIFICACIÓN: Se defiende el tema de tesis, justificando ¿por qué?, se considera importante la realización de este estudio en la práctica de la ingeniería de puentes mexicana.
- METODOLOGÍA: Se presenta de manera general, la metodología usada para resolver el problema planteado, detallando en las partes de la tesis donde sea necesario.

- **CAPITULO 2 (MARCO TEÓRICO):**

En este capítulo, se presenta el marco teórico de los puntos de mayor interés en la investigación realizada. Dicho capítulo se divide en los siguientes subtemas:

- ESTADO DEL ARTE: En esta parte se presenta un breve resumen de los avances a lo largo de la historia de los aspectos más importantes usados en el análisis, diseño y modelación de los puentes estudiados, hasta llegar a la investigación más reciente del conocimiento del problema en estudio.
- MARCO CONCEPTUAL: En esta parte se presenta la teoría relevante de los aspectos más importantes tomados en consideración, para analizar, diseñar y modelar de la mejor manera los puentes estudiados, tratando de cubrir lo mejor posible todos los aspectos considerados de importancia.

- **CAPITULO 3 (MARCO METODOLÓGICO):**

En este capítulo se presentan los objetivos particulares de la investigación, las hipótesis particulares, preguntas de la investigación, así como la metodología seleccionada y aplicada a la investigación.

- **CAPITULO IV (PROPUESTA O DESARROLLO DEL TEMA):**

En este capítulo, se presentan todos los detalles técnicos de la investigación, desde la presentación de los puentes estudiados (puente común, puente “El Carrizo” en su estructuración original, y un ligero análisis paramétrico del puente “El Carrizo”), hasta la aplicación de la teoría del capítulo 2. Así como los resultados obtenidos y la contribución a la comunidad.

- **CONCLUSIONES:**

En este capítulo se sintetiza y se realiza un análisis de los resultados obtenidos para realizar las conclusiones finales de las hipótesis planteadas previamente.

- **TRABAJOS CITADOS**

Se presentan todas las referencias citadas y utilizadas en la investigación.

- **ANEXOS**

Se presenta información que se considera de importancia presentarse, pero que en el cuerpo principal de la tesis haría demasiado densa la información.

CAPITULO II:

MARCO TEÓRICO

- ESTADO DEL ARTE
- MARCO CONCEPTUAL

CAPITULO 2: 2. MARCO TEÓRICO

ESTADO DEL ARTE

1. PANORAMA GENERAL DEL ESTADO DEL ARTE DE PUENTES ATIRANTADOS

Los llamados “puentes especiales”, según la nomenclatura Mexicana (Manual, M, 2004), podrían estar consideradas en lo que se conoce como estructuras colosales o mega estructuras alrededor de todo el mundo, debido a las características intrínsecas de este tipo de puentes. Las características que hacen “especiales” a estos puentes tienen que ver desde aspectos como sus procesos constructivos, su diseño, su análisis y su modelado, hasta características como sus dimensiones, estética, costo e importancia.

La evolución tecnológica y científica, tanto de los materiales como de la sofisticación de los métodos analíticos han proporcionado un gran avance en el desarrollo de mega estructuras como edificios, puentes, presas, y otras que se podrían catalogar dentro de este tipo. Todos estos avances han sido posibles gracias a la misma creación y evolución de las computadoras, y sus diferentes programas de cómputo que han servido para proyectar estructuras colosales con alta complejidad arquitectónica y estructural que sin su ayuda difícilmente podrían proyectarse, con enormes lapsos de tiempo para lograrlo sin la eficiencia y eficacia que las computadoras con el poderío actual pueden lograr.

La misma evolución de todo lo anteriormente mencionado impulsa a la misma evolución e innovación de las estructuras, e impulsa cada vez más los proyectos que tienen que ver con estructuras complejas y colosales, que además pueden resultar bellas y funcionales. Esto a su vez implican la necesidad de cambios constantes, mejoras y adiciones en códigos de diseño, que a veces quedan disminuidos en demasiadas partes del mundo debido al ritmo con el cual estas estructuras son necesarias en los países con métodos sofisticados de análisis y diseño, que en gran parte estos métodos resultan por si mismos un gran reto en países con ciertos enfoques de análisis y diseños “conservadores o clásicos”, agregándose a estos la complejidad estructural de estas colosales estructuras; por lo que en puentes atirantados el criterio ingenieril es de gran valor como lo exponen algunos autores.

Desde los primeros antecesores de los puentes contruidos con un sistema de apoyo por medio de tirantes, que eran puentes contruidos con trozos de madera y lianas creados por el hombre antiguo hasta los últimos puentes atirantados modernos con materiales tecnológicos; así como desde los mismos procesos constructivos

arcaicos de la antigüedad que consistían en el acarreo bajo fuerza bruta y amarres manuales de los elementos con lianas o sogas, hasta los procesos constructivos más novedosos mediante máquinas sofisticadas y materiales tecnológicamente avanzados, ha habido un cambio paulatino a través de los siglos, para dar resultado a sistemas como el estudiado aquí, que es un puente de la tipología especial, un puente mixto llamado “El Carrizo”, que consta de un tramo atirantado y de un tramo de dovelas de concreto postensadas, construido con el método de voladizos sucesivos⁹. Se detallarán las características de este puente formalmente más adelante, así como las consideraciones hechas en su momento.

Otra Área que ha tenido la necesidad de evolucionar junto con las ya mencionadas y entre otras más, pero que tiene importancia porque de allí parte la necesidad de este estudio, y éste ha sido: “el diseño práctico”, que es la herramienta teórica - técnica óptima para realizar el proyecto de una estructura real, con tiempos de construcción y costos óptimos en su desarrollo. Por lo cual se ha tenido la necesidad de ir introduciendo ciertos índices, parámetros, ecuaciones simplificadoras, idealizaciones u otras herramientas similares que ayudan a optimizar el denso desarrollo de cálculo en las estructuras. En este caso de estudio, el índice que se determinara para realizar la simplificación de llevar a una estructura de un análisis elástico a uno inelástico de manera práctica es el índice de ductilidad, que ha proporcionado gran ayuda en el diseño y análisis de las diversas tipologías de estructuras a lo largo de una gran parte de la historia de las que podrían llamarse estructuras modernas. Que para el caso particular de puentes hay escasa información sobre el tema y nula en el de puentes especiales.

En esta sección se pretende ubicar todos los elementos más importantes a usarse en el desarrollo del estudio, sin entrar en detalle en cada tema tratado; solo se mencionan aspectos bastante generales, los aspectos particulares se mencionan más adelante.

⁹ Free Cantiliver Method

2. HECHOS CRONOLÓGICOS DE PUENTES ATIRANTADOS

Son demasiadas las referencias consultadas que proporcionan información acerca de los primeros puentes atirantados en la historia, desde los más antiguos hasta los que se pueden considerar modernos y todas las referencias no coinciden a veces debido a la imposibilidad de contar con toda la información del mundo acerca de estas estructuras. En base a la información consultada se muestra un listado a lo largo de la historia de esta tipología de puentes de manera personal aunque subjetiva se trató de establecer una cronología adecuada según los puentes que impactaron en su época, en su zona geográfica o en el mundo; por innovaciones analíticas, de material, métodos constructivos, por equipos de cómputo, u otras cuestiones que se mencionan en el mismo listado ((Samayoa Ochoa, D. Et al., 2006); (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005); (Carrion Viramontes, Hernandez Jimenez., & Teran Guillen., 2005); (Grabow, 2004)).

En la Tabla 2.1, se observan los hechos cronológicos más relevantes y puentes de la época. En dicha tabla se pueden distinguir las características principales de la evolución de estas estructuras y hechos relevantes en su desarrollo a lo largo del tiempo; antes de la revolución industrial y después de ella, antes de la segunda guerra mundial y después de ella, antes de las computadoras y después de ellas. Que fueron los hechos históricos que más han impactado en la evolución y desarrollo de los puentes atirantados y el cómo se han tenido que ir modificando aspectos para poder ir incorporando estas estructuras en la sociedad de forma más eficiente y eficaz. Hasta llegar a las épocas más recientes en la cual se han logrado tener puentes atirantados de claros principales realmente enormes y que seguramente seguirán aumentando los records debido a los avances tecnológicos y científicos.

Tabla 2.1. Tabla cronológica de puentes atirantados.

Í T E M	PUENTE / TIPOLOGÍA	AÑO	C L A R O (m)	UBICACIÓN	DESCRIPCIÓN Y/O ASPECTOS DE INTERÉS
1	<i>Primera idea de un sistema atirantado "formal"</i>	1617	????	España	<i>Cubierta de madera atirantada por barras inclinadas atadas a torres de albañilería.</i>
2	Puente de madera de 32m, reforzado por tirantes	1784	32	Alemania	Tirantes de madera atada a una torre también de madera. Diseño conceptual.
3	<i>Primeros puentes de tirantes</i>	<i>F.S.¹⁰ XVIII</i>			<i>Los primeros puentes de tirantes eran un híbrido de puente colgante y atirantado.</i>
4	<i>Primeros puentes de tirantes</i>	<i>I.S.¹¹ XIX</i>		Europa	<i>Puentes que se consideraban elementos de atirantamiento con barras o cadenas.</i>
5	Puente peatonal de 33.6m, con tirantes inclinados	1817	33.6	Reino Unido	Vigas longitudinales soportadas por tirantes inclinados desde lo alto de dos torres.
6	Puente sobre el río Tweed / Colgante-Atirantado	falla en 1818	????	Inglaterra	Cuestionamiento serio de su desempeño de los puentes que usan tirantes. Falla por viento.
7	<i>Resultados de estudio de sistemas con cadenas</i>	1823			<i>Resultados de Navier de puentes con cubierta rígida con cadenas de acero en abanico y arpa.</i>
8	Puente sobre el río Saale / Colgante-Atirantado	falla en 1824	????	Alemania	Cuestionamiento serio de su desempeño de los puentes que usan tirantes. Falla por sobrecarga.
9	<i>Cuestionamiento a puentes a base de tirantes</i>	1830			<i>Severa crítica por Navier a los puentes soportados por cables por mal desempeño estructural.</i>
10	<i>Puentes de hasta 163m.</i>	<i>S.M.S.¹² XIX</i>	<i>Hasta 163</i>	Francia	<i>Plataforma soportada por dos cables suspendidos y cables atirantados desde las torres.</i>
11	<i>Sistema atirantado y colgante combinados</i>	<i>2m.S. XIX</i>			<i>Por los problemas de puentes soportados por cables se usó la combinación colgante-atirantado</i>
12	Puente Ohio / Colgante	1867	????	USA	Con las primeras adopciones de cables atirantados en USA.
13	Puente Franz Joseph / Colgante-Atirantado	1868	????	España	Combinación de puente colgante y puente atirantado.
14	Puente Albert / Colgante-Atirantado	1873	????	Inglaterra	Combinación de puente colgante y puente atirantado.
15	Puente Brooklyn / Colgante	1883	????	USA	Adopciones de cables atirantados. De los más impresionantes.
16	Puente Trunk /	1885	????	USA	Atraviesa el Niágara. Adopciones de

¹⁰ F.S. (Finales de Siglo.)

¹¹ I.S. (Inicios de Siglo.)

¹² S.M.S. (Segunda Mitad del Siglo)

Tabla 2.1. Tabla cronológica de puentes atirantados.

Í T E M	PUENTE / TIPOLOGÍA	AÑO	C L A R O (m)	UBICACIÓN	DESCRIPCIÓN Y/O ASPECTOS DE INTERÉS
	Colgante				cables atirantados.
17	<i>Puentes soportados exitosamente por tirantes</i>	<i>F.S. XIX</i>		<i>Francia</i>	<i>Desarrollo de un sistema de triangulación con tirantes en arreglo radial desde las torres.</i>
18	Puente Cassagne / Atirantado	1907	156	Francia	De los primeros puentes clasificados como atirantados.
19	Puente Lézardrieux / Atirantado	1925	????	Francia	Modificación del sistema de triangulación con tirantes en arreglo radial desde las torres.
20	Acueducto Tempul / Atirantado	1926	????	España	Primeros puentes modernos atirantados de concreto.
21	Puente Bahía de San Francisco Oakland / Colgante	1936	274	USA	Puente atirantado. Fue uno de los más altos del mundo. Daño en el sismo de Loma Prieta.
22	Puente Tacoma Narrows / Colgante	1940	????	USA	Puente colgante. Falla por inestabilidad Aero elástica. Record del mundo por su esbeltez.
23	<i>Diseños revolucionarios de puentes atirantados</i>	<i>S.M.S .XX</i>		<i>Europa</i>	<i>Después de la Segunda Guerra Mundial se construyen puentes especiales y llamativos.</i>
24	Puente sobre canal Donzère / Atirantado	1952	81	Francia	Primeros puentes modernos atirantados de concreto.
25	Puente Strömsund / Atirantado	1955	183	Suecia	Primer puente moderno soportado únicamente por tirantes. Dos planos de tirantes en abanico.
26	Puente Düsseldorf North / Atirantado	1957	320	Alemania	
27	Puente Theodor Heuss / Atirantado	1957	260	Alemania	Tres series de tirantes paralelos en cada torre en dos planos, conocido hoy como "Arpa".
28	<i>Primeros puentes atirantados multiclaro</i>	<i>F. 50's¹³</i>			<i>Primeros puentes multiclaro con tirantes de concreto mono tirante...</i>
29	Puente Köln Severin / Atirantado	1959	302	Alemania	Primera aplicación de la torre en "A", tirantes en "Abanico". Logro ingenieril y arquitectónico.
30	Puente atraviesa el Río Elba / Atirantado	1962	????	Alemania	Introdujo el concepto de plano único de tirantes en abanico.
31	Puente Maracaibo / Atirantado	1962	235	Venezuela	
32	Puente Leverkusen / Atirantado	1964	280	Alemania	Su innovación fue que cada tirante consiste de dos tirantes.
33	<i>Primeros puentes</i>	<i>1965</i>		<i>Italia</i>	<i>Se construyen los primeros puentes</i>

¹³ F.50's (Finales de los años cincuenta)

Tabla 2.1. Tabla cronológica de puentes atirantados.

Í T E M	PUENTE / TIPOLOGÍA	AÑO	C L A R O (m)	UBICACIÓN	DESCRIPCIÓN Y/O ASPECTOS DE INTERÉS
	<i>usando la técnica en voladizo</i>				<i>usando el método constructivo en doble voladizo.</i>
34	Puente Friedrich Ebert / Atirantado	1967	280	Alemania	Primero construido con múltiples tirantes (80 tirantes atirantados). Plano único de tirantes.
35	Puente Düsseldorf Kniebrücke / Atirantado	1969	320	Alemania	
36	<i>Siguiente Adelanto de Puente Atirantados</i>	<i>D. 60's¹⁴</i>			<i>Sistemas de múltiples tirantes en sistema Abanico, Arpa o Mixto. Uso de computadoras.</i>
37	Puente Duisbourg-Neuenkamp / Atirantado	1970	350	Alemania	
38	Puente Papineu-Leblanc / Atirantado	1971	241	Canadá	
39	Puente Erskine / Atirantado	1971	305	Escocia	
40	Puente Wadi-Kuf / Atirantado	1972	282	Libia	De los primeros en usar el método constructivo de voladizos sucesivos
41	Puente Mannheim-Ludwigshafen	1972	287	Alemania	Uso del primer sistema de hilos de alambre paralelos, nuevo concepto de diseño.
42	Puente Bratislava / Atirantado	1972	305	Eslovaquia	
43	Puente Chaco / Atirantado	1973	245	Argentina	
44	Puente River Waal Tiel / Atirantado	1974	267	Holanda	
45	Puente West Gate, Melbourne / Atirantado	1974	336	Australia	
46	Puente Köhlbrand / Atirantado	1974	325	Alemania	Primera aplicación del sistema multitirante con dos planos de tirantes para torres en "A"
47	Puente Magdalena / Atirantado	1975	más de 140	Colombia	Delos primeros en usar el método constructivo de voladizos sucesivos
48	Puente St Nazaire / Atirantado	1975	404	Francia	Primer puente con más de 400m de claro en su tiempo.
49	Puente Kiev / Atirantado	1976	300	Rusia	
50	Puente Río Paraná /	1978	330	Argentina	

¹⁴ D.60's (Después de los sesentas)

Tabla 2.1. Tabla cronológica de puentes atirantados.

Í T E M	PUENTE / TIPOLOGÍA	AÑO	C L A R O (m)	UBICACIÓN	DESCRIPCIÓN Y/O ASPECTOS DE INTERÉS
	Atirantado				
51	Puente Vigo-Rande / Atirantado	1978	400	España	
52	Puente Flehe Duesseldorf / Atirantado	1979	368	Alemania	
53	<i>Verdadera explosión de puentes atirantados</i>	80's ¹⁵			<i>Comienza una verdadera explosión en la construcción de puentes de tirantes.</i>
54	Puente Tjörn / Atirantado	1981	366	Suecia	
55	Puente Luling Mississippi / Atirantado	1982	372	USA	
56	Puente Barrios Luna / Atirantado	1983	440		
57	Puente Annacis Island / Atirantado	1983	465	Canadá	
58	Puente Dovalí Jaime / Atirantado	1984	288	México	Elementos de concreto reforzado y presforzado principalmente construido mediante doble voladizo
59	Puente Farö / Atirantado	1985	290	Dinamarca	
60	Puente ALRT Fraser / Atirantado	1985	340	Canadá	
61	Puente Quincy Bayview / Atirantado	1987	274	USA	Torres de concreto tipo H, doble plano de tirantes en abanico, cubierta de concreto y acero.
62	Puente Rama IX / Atirantado	1987	450	Tailandia	
63	Puente Tampico / Atirantado	1988	360	México	
64	Puente Dame Point / Atirantado	1989	396	USA	
65	<i>Puentes con grandes claros</i>	<i>D. 90's</i>			<i>Auge de los puentes con grandes claros y alturas. Además estética y versatilidad arquitectónica.</i>
66	Puente Glebe Island / Atirantado	1990	345	Australia	
67	Puente Gadiana / Atirantado	1991	324	Portugal	
68	Puente Helgeland / Atirantado	1991	425	Noruega	

¹⁵ 80's (Década de los 80's)

Tabla 2.1. Tabla cronológica de puentes atirantados.

Í T E M	PUENTE / TIPOLOGÍA	AÑO	C L A R O (m)	UBICACIÓN	DESCRIPCIÓN Y/O ASPECTOS DE INTERÉS
69	Puente Dartford / Atirantado	1991	450	Inglaterra	
70	Puente Ikuchi / Atirantado	1991	490	Japón	Vigas de cubierta de acero. Dentro de los claros más grandes a nivel mundial.
71	Puente Skarnsund / Atirantado	1991	530	Noruega	Fue catalogado patrimonio cultural. De los de mayor claro a nivel mundial.
72	Puente Second Hooghly / Atirantado	1992	457	India	
73	Puente Higashi- Kobe / Atirantado	1992	485	Japón	Vigas de cubierta de acero. Dentro de los claros más grandes a nivel mundial.
74	Puente Barranca El Cañón / Atirantado	1993	166	México	
75	Puente Barranca El Zapote / Atirantado	1993	176	México	
76	Puente Quetzalapa / Atirantado	1993	213	México	
77	Puente Mezcala / Atirantado	1993	311	México	
78	Puente Karnali / Atirantado	1993	325	Nepal	
79	Puente Yangpu / Atirantado	1993	602	China	Vigas de la cubierta de acero. Octavo de mayor claro construido a nivel mundial.
80	Puente Elorn / Atirantado	1994	400	Francia	
81	Puente Tsurumi Tsubasa / Atirantado	1994	510	Japón	Vigas de la cubierta de acero. Esta dentro de los claros más grandes a nivel mundial.
82	Puente Normandie / Atirantado	1994	816	Francia	Fue el puente atirantado con el mayor claro del mundo en su momento.
83	Puente Rio Papaloapan / Atirantado	1995	203	México	
84	Puente Baytown / Atirantado	1995	381	USA	
85	Puente Kärkistensalmi / Atirantado	1996	240	Finlandia	
86	Puente Second Severn / Atirantado	1996	456	Inglaterra	
87	Puente Xupu / Atirantado	1996	590	China	Concreto reforzado, vigas de la cubierta compuestas. Decimo de

Tabla 2.1. Tabla cronológica de puentes atirantados.

Í T E M	PUENTE / TIPOLOGÍA	AÑO	C L A R O (m)	UBICACIÓN	DESCRIPCIÓN Y/O ASPECTOS DE INTERÉS
					mayor claro en el mundo
88	Puente Kap Shui Mun /	1997	430	China	
89	Puente Ting Kau / Atirantado	1997	475	China	
90	Puente Meiko Chuo / Atirantado	1997	590	Japón	Record de altura con 190 m de las torres tipo diamante. Noveno claro más grande a nivel mundial.
91	Puente Akashi Kaikyō / Colgante	1998	1991	Japón	Es soportado por dos tirantes que son considerados los más resistentes y pesados del mundo.
92	Puente Qingzhou Minjiang Br. / Atirantado	1998	605	China	Vigas de la cubierta compuestas. Séptimo de mayor claro construido a nivel mundial.
93	Puente Öresund / Atirantado	1999	490	Suecia	
94	Puente Queshi / Atirantado	1999	518	China	Vigas de la cubierta compuestas. Esta dentro de los claros más grandes a nivel mundial.
95	Puente Tataru / Atirantado	1999	890	Japón	Fue el puente atirantado con el mayor claro del mundo en su momento.
96	Puente Oresund / Atirantado	2000	490	Suecia	Vigas de la cubierta de acero. Dentro de los claros más grandes a nivel mundial.
97	Puente Wuhan Baishazhou / Atirantado	2000	618	China	Vigas de la cubierta de acero. Sexto de mayor claro construido a nivel mundial.
98	Puente Grijalva / Atirantado	2001	116	México	
99	Puente Dafosi / Atirantado	2001	450	China	
100	Puente Nanjing / Atirantado	2001	628	China	Vigas de la cubierta de acero. Quinto de mayor claro construido a nivel mundial.
101	Puente Jingzhou / Atirantado	2002	500	China	De los claros más grandes a nivel mundial.
102	Viaducto de Millau / Atirantado	2004	16 ¹⁶	Francia	Gran altura de los pilones, atirantamiento central. Icono de la Ingeniería moderna.
103	Puente Rion-Antirion / Atirantado	2004	560	Grecia	Dispositivos especiales de disipación de energía; amortiguadores viscosos, fusibles estructurales.
104	Puente Sutong	2008	1088	China	Puente atirantado más largo del

¹⁶ ??? (Se desconoce el dato)

Tabla 2.1. Tabla cronológica de puentes atirantados.

Í T E M	PUENTE / TIPOLOGÍA	AÑO	C L A R O (m)	UBICACIÓN	DESCRIPCIÓN Y/O ASPECTOS DE INTERÉS
	(Suzhou-Nantong) / Atirantado				mundo; primero en superar 1000 m de claro principal.
105	Puente Stonecutters / Atirantado	2008	1018	China	Segundo puente atirantado más largo del mundo
106	Puente El Baluarte / Atirantado	2012	520	México	Record Guinness del construido en mayor altura topográfica.
107	Puente El Carrizo / Atirantado	2013	217	México	Puente mixto (parte atirantada y parte de dovelas de concreto postensadas; estudio de esta tesis).
108	Puente de la constitución de 1812/ Atirantado	2015	540	España	Diferentes procesos constructivos (voladizos sucesivos, empuje, con cimbra móvil, etc.).

Gracias a la explosión de la “revolución Industrial¹⁷” como se puede observar hubo una modificación importante en los materiales usados para la construcción de puentes atirantados alrededor del mundo, pero quienes construyeron principalmente puentes en base a cables o tirantes fueron principalmente países de Europa y Estados Unidos de América. Aunque estos sistemas fueron demasadamente criticados por su mal desempeño, se siguieron usando e investigando. Durante algunos años los sistemas usados eran una combinación de sistemas suspendidos y sistemas atirantados, debido a que el sistema atirantado por si solo era ineficiente; y dicha combinación trabajaba bien.

Fue a finales del Siglo XIX e inicios del Siglo XX, que se construyeron los primeros puentes exitosamente atirantados; por lo cual los primeros puentes formalmente considerados “atirantados” se dieron en este intervalo de tiempo. Después de la segunda Guerra Mundial el país que más construyo estas estructuras fue Alemania como se puede observar en la tabla anterior.

A mediados del siglo XX se construyeron puentes atirantados muy atractivos y tecnológicamente avanzados, de concreto y acero, por lo que en este periodo estuvieron los primeros considerados “modernos”, con sistemas multiclaro, nuevas formas geométricas y estructurales de los elementos principales como las torres. Se aplican los primeros métodos constructivos en doble voladizo así como su innovación y otros métodos constructivos; aplicación y evolución de las computadoras para resolver los sistemas estructurales densos, así como paquetería de software estructural; sistemas multitirantes gracias a la innovación del acero, siguieron las innovaciones estructurales y de los materiales en general, lo que ayudo a desarrollar

¹⁷ Revolución industrial o primera revolución industrial (Segunda mitad del siglo XVIII)

innovaciones en las soluciones constructivas y estructurales, dando el desarrollo de puentes con claros relativamente grandes en su época, mayores a 400 metros; por mencionar las más importantes. Por lo que en este periodo de tiempo se dio una gran revolución en la construcción de puentes atirantados modernos; así mismo se dio mayor auge en su construcción. El puente con el claro más grande del siglo XX es el Tátara en Japón con 890 metros, y que hasta hace algunos años era el puente con mayor claro a nivel mundial; ahora ocupa el tercer puesto en todo el mundo.

En lo que se lleva del Siglo XXI, se han realizado varios aportes e innovaciones dentro de los ámbitos que se han mencionado anteriormente. Entre las que sobresalen: la tecnología de la maquinaria y sistemas mecánicos o electrónicos usados en la construcción del puente; sistemas de disipación de energía, como amortiguadores viscosos usados en los elementos principales del puente atirantado (tirantes, tablero, torres); sigue la innovación de los materiales; innovación de enfoques de análisis y diseño; innovaciones computacionales y electrónicas aplicadas al sistema estructural, así como el desarrollo de software que ayuda al proyecto del puente. Por mencionar algunos ejemplos de lo dicho esta: el bello y espectacular Viaducto de Millau en Francia, que ha incorporado lo más reciente de toda la tecnología de elite mencionada; o el puente del Rio Antirion en Grecia en el cual sobre salen los sistemas de control usados para disipar energía como dispositivos viscosos o fusibles estructurales; o el puente atirantado El Baluarte en México, que recibió el record guinness por su construcción a la mayor altura gracias a toda la tecnología usada.

En la Tabla 2.2 se muestran los veintitrés puentes atirantados de mayor claro a nivel mundial hasta la actualidad según las referencias consultadas. Como se observa en la tabla los puentes atirantados con mayor claro se encuentran actualmente en China y de los diez a nivel mundial nueve en Asia (China y Japón).

Tabla 2.2. Puentes atirantados de mayor claro a nivel mundial (orden de mayor claro a menor claro).

POSICIÓN	PUENTE	AÑO	CLARO (m)	UBICACIÓN
1	Puente Sutong (Suzhou-Nantong) / Atirantado	2008	1088	China
2	Puente Stonecutters / Atirantado	2008	1018	China
3	Puente Tataru / Atirantado	1999	890	Japón
4	Puente Normandie / Atirantado	1994	856	Francia
5	Puente Nanjing / Atirantado	2001	628	China
6	Puente Wuhan Baishazhou / Atirantado	2000	618	China
7	Puente Qingzhou Minjiang Br. / Atirantado	1998	605	China
8	Puente Yangpu / Atirantado	1993	602	China
9	Puente Meiko Chuo / Atirantado	1997	590	Japón
10	Puente Xupu / Atirantado	1996	590	China
11	Puente Rion-Antirion / Atirantado	2004	560	Grecia
12	Puente Skarnsund / Atirantado	1991	530	Noruega
13	Puente Queshi / Atirantado	1999	518	China
14	Puente Tsurumi Tsubasa / Atirantado	1994	510	Japón
15	Puente Jingzhou / Atirantado	2002	500	China
16	Puente Oresund / Atirantado	2000	490	Suecia
17	Puente Ikuchi / Atirantado	1991	490	Japón
18	Puente Higashi-Kobe / Atirantado	1992	485	Japón
22	Puente Annacis Island / Atirantado	1983	465	Canadá
23	Puente St Nazaire / Atirantado	1975	404	Francia
24	Puente Duisbourg-Neuenkamp / Atirantado	1970	350	Alemania
25	Puente Düsseldorf Kniebrücke / Atirantado	1969	320	Alemania
26	Puente Köln Severin / Atirantado	1959	302	Alemania
27	Puente Düsseldorf North / Atirantado	1957	320	Alemania
28	Puente Strömsund / Atirantado	1955	183	Suecia
29	Puente sobre canal Donzère / Atirantado	1952	81	Francia

3. DUCTILIDAD

La ductilidad es básicamente la capacidad que tiene una sección, elemento o estructura de un cierto material de deformarse más allá de su límite elástico. El concepto no tendría sentido si la sección, elemento o estructura permanece en la zona elástica, sin embargo se utiliza en demasiadas aplicaciones con un factor de uno, para entender que estos están o deben permanecer en el rango elástico; el concepto tampoco tiene sentido para secciones, elementos, o estructuras de materiales frágiles. Este concepto ha sido el mismo a través del tiempo. Y se puede definir de forma general de la siguiente manera:

$$\phi = \frac{\mu u}{\mu y} \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

ϕ = El índice de ductilidad de la sección, elemento o estructura.

μy = La rotación o desplazamiento de fluencia de la sección, elemento o estructura.

μu = La rotación o desplazamiento ultima de la sección transversal, elemento o estructura.

En la aplicación de la ingeniería estructural, es más útil la ductilidad determinada en la totalidad del sistema estructural (Estructura); esta medida es la que más se usa en su diseño y es la que se estudia en este trabajo.

Dentro de la ingeniería estructural hemos aprendido que una estructura debe comportarse de manera dúctil dentro de ciertos límites adecuados a las necesidades del problema. El comportamiento dúctil es ventajoso en varios aspectos tanto de seguridad civil y estructural; debido a que un sistema dúctil tiene la capacidad de disipar la energía dañina que entra al sistema por un evento natural o bien por algún tipo de accidente, mediante su desplazamiento en el intervalo no lineal; además los usuarios de la estructura se sensibilizarán de un peligro, si físicamente logran mirar la excesiva deformación de los elementos estructurales, por lo cual abandonarían la estructura y a su vez tendrán un poco más de tiempo para hacerlo en caso de que el daño de la estructura sea excesivo como para provocar algún tipo de accidente o más críticamente el colapso de ella. Entre más alto sea el índice de ductilidad en una estructura mayor será su desplazamiento o rotación en el intervalo no lineal.

Para una estructura de concreto reforzado la ductilidad depende en la forma en que se detallan los elementos de la estructura con el acero de refuerzo siendo importante la cuantía de acero usada en los elementos estructurales; pero más aún el refuerzo transversal utilizado, ya que este confina la sección de concreto dentro de la armadura que forma el refuerzo y si dicho confinamiento es bueno la ductilidad incrementará considerablemente debido al buen detallado del refuerzo transversal (González C, O. M., y Robles F. V., F., 2005).

❖ DUCTILIDAD EN PUENTES ATIRANTADOS

Dentro de las estructuras de puentes atirantados la ductilidad no deja de ser importante y dicho concepto se aplica con la misma importancia al igual que en otras estructuras.

Debido a las características intrínsecas que tienen los puentes atirantados, como por ejemplo su enorme flexibilidad. Estas estructuras deben detallarse de forma que desarrollen una buena capacidad de ductilidad ya que tienen un comportamiento altamente no lineal (No linealidad geométrica y de material). Los elementos estructurales de un puente atirantado en los cuales es realmente relevante la capacidad de ductilidad son básicamente las pilas y las torres; ya que estos elementos son los que concentran el comportamiento no lineal de la estructura (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014). Por lo cual es de interés tener un índice que nos proporcione una idea de que capacidad de ductilidad deberían tener estos elementos estructurales y cuál es el índice adecuado para realizar un diseño preliminar del puente.

En este estudio se usara para determinar la ductilidad los niveles de desempeño según el FEMA 356 (Council, B. S. S, 2000); ya que no existen estudios acerca de los niveles de desempeño que desarrollan los puentes atirantados. Los niveles de desempeño del FEMA 356, dependen básicamente del tipo de elemento estructural, el material, su resistencia y si está o no confinada la sección; por lo cual se utilizaran en este trabajo.

4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis pushover como se le conoce coloquialmente aunque no es el término más formal, es un análisis simplificado que toma en cuenta consideraciones dinámicas y características no lineales de la estructura en base a análisis estáticos para evaluar la capacidad de una estructura, y en algunos casos basándose en algunas metodologías las demandas sísmicas, además de servir para revisar su comportamiento estructural. Aunque dicho análisis tiene demasiadas limitaciones y desventajas; también tiene demasiadas ventajas y aplicaciones. En términos generales es más poderoso que un análisis estático común y en otras ocasiones puede ser más práctico, con la misma precisión que algunos análisis dinámicos bajo ciertas limitaciones (Krawinkler, 1996).

Una de las principales limitaciones del tradicional análisis pushover al tratar de determinar la demanda de manera alternativa al NL-RHA, es que el análisis funciona bien para estructuras gobernadas por el primer modo fundamental en la dirección de análisis, por lo cual el análisis da malos resultados para estructuras que tienen efecto de modos superiores. Esta gran desventaja del pushover lo limita a ciertas estructuras especiales como son edificios altos y esbeltos; y a algunas tipologías de puentes como los atirantados por mencionar algunos ejemplos. La modificación del pushover original que incorpora la contribución de modos superiores, Se llama análisis pushover modal y las primeras aplicaciones se hicieron para edificios (Chopra & Goel, A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, 2002) y (Chopra, Goel, & Chintanapakdee, Evaluation of modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands, 2004).

Poco tiempo después se publicaron trabajos que tratan el tema del análisis pushover modal, aplicado y estudiado a puentes. En donde se aplicó una modificación de la metodología del análisis pushover modal que se aplica a edificios, a un puente real, grande y curvo, diseñado en base a códigos de diseño sísmico. Este se comparó con el pushover estándar y con el análisis tiempo historia no lineal. Concluyendo que el análisis pushover modal adaptado al puente ofrece ciertas ventajas con respecto al pushover estándar e incluso al análisis tiempo historia no lineal, sin embargo los autores limitaron dicha adaptación a puentes con otros efectos, como: modos superiores o acoplamiento modal por ejemplo. (Paraskeva, Kappos, & Sextos, 2006)

Las metodologías del pushover anteriormente mencionadas están consideradas y adaptadas en varios códigos de diseño y de rehabilitación sísmica para edificios, como por ejemplo el FEMA o Caltrans.

❖ ANÁLISIS PUSHOVER EN PUENTES ATIRANTADOS

Dado que los puentes atirantados tienen un comportamiento diferente a otras estructuras, presentando el efecto de modos superiores y en muchas aplicaciones de puentes atirantados presentándose un fenómeno de acoplamiento modal, debido a la diversidad entre las rigideces de los diferentes elementos estructurales que provoca que haya interacciones modales. Un estudio (Camara & Astiz, 2012), trata el tema del análisis pushover aplicado a puentes atirantados, presentando varios temas interesantes a considerarse al implementar dicho análisis, además de presentar diferentes metodologías de pushover según sea el comportamiento global de la estructura para determinar la metodología adecuada, una de las ventajas que ofrece dicho estudio, es la de considerar una metodología pushover para tomar en cuenta el efecto de acoplamiento modal; que de alguna forma no se ha considerado en los procedimientos del pushover para edificios y puentes, ya que solo se ha considerado la contribución de modos por encima de los fundamentales a la respuesta del sistema. Debido a la interacción modal que podría presentarse en los puentes atirantados valdría la pena considerar dicho efecto para determinar la evaluación de la demanda sísmica mediante el análisis pushover de manera alterna al NL-RHA.

Aunque la metodología anteriormente mencionada para puentes atirantados no está formalmente adaptada a algún código, presenta varias alternativas para considerarse y aplicarse a un proyecto. Ya que no hay consideraciones formales para tratar puentes atirantados explícitamente alrededor del mundo en los códigos; esta idea puede sumarse para implementarse, así como muchas otras que exponen varios autores acerca de todo lo que tiene que ver con el desarrollo de los puentes atirantados.

5. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL

Ya que la fuerza de excitación no puede ser descrita por una simple expresión matemática, soluciones de la forma cerrada no son desarrolladas. Así la excitación total de la tierra necesita ser tratada como una superposición de pulsos de corta duración para evaluar la respuesta de la estructura a la excitación de tierra. Un pulso es definido como el producto de la fuerza por un diferencial de tiempo considerado. La respuesta total de la estructura para el movimiento sísmico puede entonces ser obtenido por integrar todas las respuestas de los pulsos incrementados. Esta aproximación es comúnmente referida como “Análisis Tiempo Historia”. Varias técnicas de solución están desarrolladas en literatura técnica de dinámica estructural (Chopra, Dinámica de estructuras, 2014).

Como se mencionó anteriormente el análisis tiempo historia es una integración paso a paso de ecuaciones de movimiento, es usualmente requerido para estructuras críticas e importantes; o geométricamente complejas. Un análisis tiempo historia inelástico proporciona una medida más realista de comportamiento cuando se compara con su similar en un análisis elástico (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014). Este método de análisis es considerado el más riguroso dentro de los análisis dinámicos; y es la base de comparación y calibración de los demás.

Hay varios autores que exponen cuestiones particulares para llevar a cabo el análisis tiempo historia no lineal, de la mejor manera para un puente atirantado. Por ejemplo: como debe ser la entrada sísmica para el análisis, que amortiguamientos son los recomendables para el puente atirantado, el tipo de combinación modal recomendado, etc. (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005).

6. ANÁLISIS DE ETAPAS CONSTRUCTIVAS (*Construction Stage Analysis; CSA*)

En un análisis de etapas constructivas, se desea ver el comportamiento de la estructura en sus diferentes fases de construcción o bien a lo largo de su vida útil, sometida a algunos fenómenos de interés como pueden ser los sismos, el viento, o cualquier otra carga actuando sobre el sistema. También se utiliza para realizar un análisis de control geométrico y comportamiento del tablero, en el caso de puentes.

El análisis depende de bastantes variables las más importantes a considerarse para este análisis en términos generales son: el tipo de método constructivo a usarse, si está construido con elementos prefabricados o colados en el sitio, el comportamiento de los materiales a lo largo del tiempo (contracción, flujo plástico y variación de la resistencia a lo largo del tiempo), consideración de presfuerzo, consideración de no linealidades geométricas o de material, las cargas de construcción (maquinaria, dovelas, cimbras, grúas, etc.).

Dentro del análisis de etapas constructivas aplicada a puentes atirantados, de la misma forma que en otros análisis, también hay información que sirve para aplicarse al momento de analizar la estructura como las mencionadas en el párrafo anterior y otras que destacan, como por ejemplo: el efecto del sag¹⁸ de los tirantes (su consideración como elementos tipo cable); que tienen un comportamiento no lineal para este análisis, la pretensión de los tirantes, la secuencia en las cuales las cargas se van aplicando en la estructura; esto es importante porque el análisis de etapas constructivas es inherentemente no lineal y la forma en que la estructura experimenta las cargas afecta considerablemente sus efectos. (Grabow, 2004).

¹⁸ Efecto de pandeo que presentan los tirantes del puente por efecto de su peso propio.

7. *NORMATIVA*

Hasta la fecha no existe una normativa que trate el tema de los puentes atirantados de manera formal, quizás porque son estructuras que tienen un comportamiento bastante particular y complejo para cada problema práctico con respecto a otras estructuras. Hay diferentes trabajos que aportan ideas de consideraciones que deberían hacerse en su análisis, para tratar de capturar de la mejor forma el comportamiento de la estructura en los diferentes tipos de análisis realizados a otras estructuras como por ejemplo: los análisis estáticos, dinámicos, de viento, de etapas constructivas, en su comportamiento elástico o inelástico. Por lo que como lo mencionan varios autores “el criterio ingenieril es de gran valor” (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014).

Aunque no hay códigos que tomen en cuenta el análisis y diseño de los puentes atirantados de manera explícita, se podrían usar las recomendaciones de algunos códigos para diseñar ciertos elementos; así como realizar ciertos análisis, aplicando de manera racional las ideas y estudios que hay acerca de los puentes atirantados alrededor del mundo.

Aunque la normatividad de México en cuestiones de puentes es la regida por la SCT, la mayoría de los puentes se proyectan en base a la AASHTO ya que la idea es la misma en las dos normativas. La AASHTO solo cubre la tipología de puentes comunes con claros iguales o menores de 150m (AASHTO, 2012), pero es aplicable a algunos elementos de puentes atirantados como las pilas y torres, que son los elementos que interesan en esta investigación por lo cual se usara la ayuda del AASHTO LRFD, para diseñar y revisar dichos elementos.

En términos del código a usarse para los niveles de desempeño será el del FEMA 356; ya que dicho código plantea los niveles de desempeño de los elementos estructurales de interés en esta tesis, en función a sus características del material a usarse, su capacidad resistente, su geometría, y si la sección está o no confinada, básicamente (FEMA, P., 2000).

Para determinar el riesgo sísmico de la zona de interés se usara el Manual de Obras Civiles (de Obras Civiles, M. D. D, 2008), y la base de datos de registros acelerográficos de la red sísmica mexicana.

MARCO CONCEPTUAL

1. PANORAMA GENERAL DE LA TEORÍA DE PUENTES ATIRANTADOS

A lo largo de la historia de los puentes atirantados, se ha ido anexando información acerca de cómo tratarlos para obtener resultados que no disten demasiado acerca de su comportamiento real. Aunque en el pasado su construcción era más irracional y subjetiva; a lo largo del tiempo se ha ido refinando todo lo referente a ellos, hasta llegar a la actualidad, en la cual pese a no haber códigos que aborden cabalmente, como tratar estas estructuras; hay demasiada investigación así como aportes de la comunidad científica y profesional, acerca de cuáles son algunas cuestiones particulares de estas estructuras a ser tomadas en cuenta, que en otras no. Aunque demasiadas de dichas investigaciones no están plasmadas dentro de algún código, o bien solo parte de ellas; lo ideal para los ingenieros de la práctica sería que hubiese un código que considere de manera más abierta y cabal como se hace en otras estructuras, el cómo deben aplicarse ciertos análisis, o diseño a puentes atirantados.

Quizás no se ha realizado un código que abarque cabalmente lo relacionado a puentes atirantados, debido a que no se puede homogenizar un comportamiento, ya que dicho comportamiento es bastante variado y complicado para cada caso particular, sería por eso que la información queda abierta al criterio ingenieril, para ser aplicado según la particularidad del problema. Además para la mayoría de los problemas relacionados con puentes atirantados, los análisis requieren en la mayoría de los casos pruebas experimentales con modelos a escala; sobre todo por túnel de viento y pruebas de mesa vibradora.

Dado que no hay un código que abarque el problema de manera generalizada para puentes atirantados; en este trabajo como lo recomiendan varios autores se utilizara en gran parte el criterio ingenieril, adoptando algunas recomendaciones o metodologías para el tratamiento del puente atirantado; como lo exponen varios de los trabajos consultados para las distintas fases en lo relacionado a: el análisis, diseño, y modelado de la estructura. Aunque no existen códigos que traten explícitamente el problema relacionado con puentes atirantados se pueden hacer algunas adaptaciones para poder utilizar cierta información normativa y tratar de seguir las recomendaciones de un código, pero tomando en cuenta la variabilidad de la estructura en todos sus aspectos. Aunque el puente atirantado tiene sus particularidades en todos los sentidos no deja de ser una estructura que se rige bajo cierto comportamiento físico, con ciertas similitudes a otras estructuras; solo hay que tener cuidado y adaptar sus particularidades en los distintos tipos de análisis.

En esta sección se plantearan todas las bases teóricas a utilizarse mediante la investigación, aplicadas a un puente que se ha venido mencionando a lo largo de la tesis, que es el puente atirantado “El Carrizo”, del cual se partió como base en su

configuración y estructuración “original”¹⁹ para empezar el estudio de la estructura y determinar los primeros resultados como una base del estudio; a esta altura ya se aplicaron varias de las consideraciones y adaptaciones, de las recomendaciones hechas a lo largo de información recabada. Así para posteriormente poder mostrar las variaciones de los resultados, mediante las variaciones de algunos parámetros; a esta altura ya se habrán utilizado todas las recomendaciones recabadas, para poder analizar los resultados obtenidos y contrastarlos con los del proyecto original.

En la mayoría de los puentes atirantados el diseño realmente crítico es el del viento, debido a los efectos Aero-elásticos que produce este en la estructura, estos efectos excitan los modos generalmente en frecuencias pequeñas, debido a su gran flexibilidad. Además debido a la interacción o acoplamiento entre los modos, los efectos del viento en las estructuras a base de cables o tirantes, se excitan y se amplifican más y más en la estructura si no se controlan; son los efectos realmente destructivos a los puentes construidos a base de cables o tirantes (ej. Colgantes y atirantados), un ejemplo clásico es el puente colgante Tacoma Narrows en USA que fallo por efectos aerodinámicos poco tiempo después de su inauguración (Svensson, 2012).

Como se mencionó en el párrafo anterior, el diseño que rige en los puentes atirantados es el viento debido a los efectos Aero-elásticos, que este provoca en la estructura. Teniendo en cuenta esto el estudio que se llevara a cabo en este trabajo será debido a efectos sísmicos, aunque los puentes construidos a base de cables o tirantes, generalmente tienen un buen comportamiento sísmico; no habiendo demasiados casos de mal desempeño de estos ante los sismos (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014), quizás debido a su gran flexibilidad (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005). Lo que se pretende es tener algunos índices de ductilidad que se generan en los sismos, para ayuda del pre-diseño de puentes atirantados.

En cada parte de la tesis se trata de proporcionar toda la información usada y la forma en que se aplicó al problema de manera explícita, tratando de no usar o mezclar la información a detalle en alguna sección que no corresponda hacerlo para no hacer confuso el trabajo. Hay secciones en las cuales se puede notar que no es tan explícita la teoría o que no se abarca en profundidad acerca del tema, pero ella estará explícita en la sección correspondiente. Además dada la densidad de información en torno a un puente atirantado, se será meticuloso únicamente con los elementos estructurales estudiados en este trabajo; con otros no tanto.

¹⁹ El término “original”, se usa para referir a lo relacionado con la estructura bajo la información recabada de los planos estructurales proporcionados por JESA Ingeniería, bajo consideración personal; ya que no se contó con la consulta externa de dicha empresa para trabajar el puente, cabe mencionar que la información del proyecto del puente proporcionada para trabajar en esta tesis es una de las opciones de solución para el proyecto del puente. No quiere decir que dicha información es rigurosamente la real aplicada a la estructura construida.

2. TEORÍA SOBRE PUENTES ATIRANTADOS

Dentro de los elementos básicos del puente atirantado (torres, tablero y sistema de tirantes), los elementos que son de interés en este trabajo son las pilas y torres; puesto que en ellas se almacena el mayor daño y son los elementos en los cuales se requiere un diseño dúctil (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014), por lo cual se realizó un rediseño de estos elementos de la parte atirantada, y de la pila de la parte de las dovelas de concreto presforzadas. En este trabajo solo se tratara de manera rigurosa a estos elementos de interés, ya que tanto el sistema de tirantes y el tablero de las dos partes del puente (atirantada y dovelas de concreto), se toman invariables de la información recabada de los planos del proyecto original a lo largo de los rediseños de las pila y la torre considerados en la variación paramétrica. Los detalles acerca del puente estudiado se presentaran más adelante.

❖ COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL GENERAL

Como en otras estructuras el comportamiento estructural global de un puente atirantado depende en gran parte del comportamiento estructural e interconexión entre cada uno de sus elementos principales. En este caso como se interconecten entre sí, los tirantes, torres y tablero. Según el comportamiento que nos interese para un proyecto dado, pudiendo generar varias opciones de pre-diseño, con un solo plano de tirantes o bien con más de uno, con mono tirantes o múltiples tirantes; con diferentes tipologías de tableros, ya sea con dovelas de acero o concreto prefabricado o colado en sitio, con diferentes conexiones de las torres (articuladas, empotradas, libres, etc.); con torres de acero o concreto. Como se ha dicho anteriormente en este párrafo las posibilidades son extensas para un proyecto específico en base a un comportamiento deseado de la estructura; solo se han mencionado algunas posibilidades de un mayor número de posibilidades que se podrían generar con otros materiales, elementos o configuraciones estructurales disponibles en la práctica.

En la configuración general de un puente atirantado, los tirantes deben dar soporte al tablero del puente que ascienden diagonalmente hacia la parte del pilón o torre (mástil), el cual actúa como el elemento principal de apoyo para el puente. La orientación y metodología de construcción adoptada para puentes es de tal forma que bajo carga uniforme las fuerzas horizontales estáticas impuestas por los tirantes sobre el tablero sean típicamente balanceadas. (Calvi, Sullivan, & Villani, Conceptual seismic design of cable-stayed bridges, 2010). En la Figura 2.1, que es la misma que se mostró en la Figura 1.1, se muestra de manera gráfica lo descrito en este párrafo.

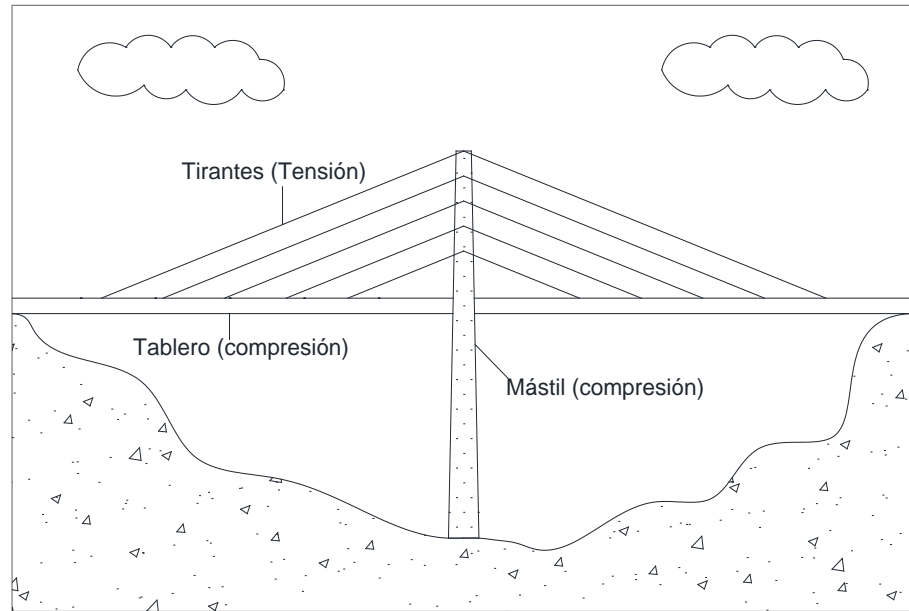


Figura 2.1. Configuración general de un puente atirantado.

Para más detalles acerca de las distintas configuraciones estructurales usadas en un puente atirantado y además del comportamiento estructural de sus principales elementos de manera más analítica, se pueden consultar demasiadas referencias como por ejemplo los trabajos de: (Calvi, Sullivan, & Villani, Conceptual seismic design of cable-stayed bridges, 2010), (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005) y (Nazmy & Abdel-Ghaffar, 1990); o bien los libros de texto de: (Walter & John, 1986), (Gimsing & Georgakis, 2012) y (Svensson, 2012), por mencionar algunos de los consultados. En lo que sigue solo se tratara de manera muy general el comportamiento de los elementos principales.

TABLERO

Generalmente salvo para consideraciones estáticas, se recomienda usar una cubierta para el tablero ligera pero a su vez rígida desde el punto de vista dinámico (sismo y viento); el uso de secciones compuestas para la construcción del tablero de puentes atirantados ha sido satisfactoria para lograrlo, además ha mostrado una solución económica para puentes atirantados con claros principales desde 350 a alrededor de 600-700 m, como hace referencia (Calvi et. al., 2001) a (Schaich, M., 2001) y (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005). Una comparación grafica de lo dicho se puede encontrar en: (Duan & Chen, 2014).

En la Figura 2.2, se muestra una sección típica de la configuración usada para la cubierta del tablero de puentes atirantados. La sección compuesta típicamente consistirá de dos vigas longitudinales, alineadas con los puntos de conexión de los tirantes. Las vigas transversales son requeridas para transmitir las cargas gravitacionales a las vigas principales, también pueden ser un medio efectivo de

estabilización de las vigas principales contra pandeo torsional lateral. (Calvi *Et al.*, 2001)

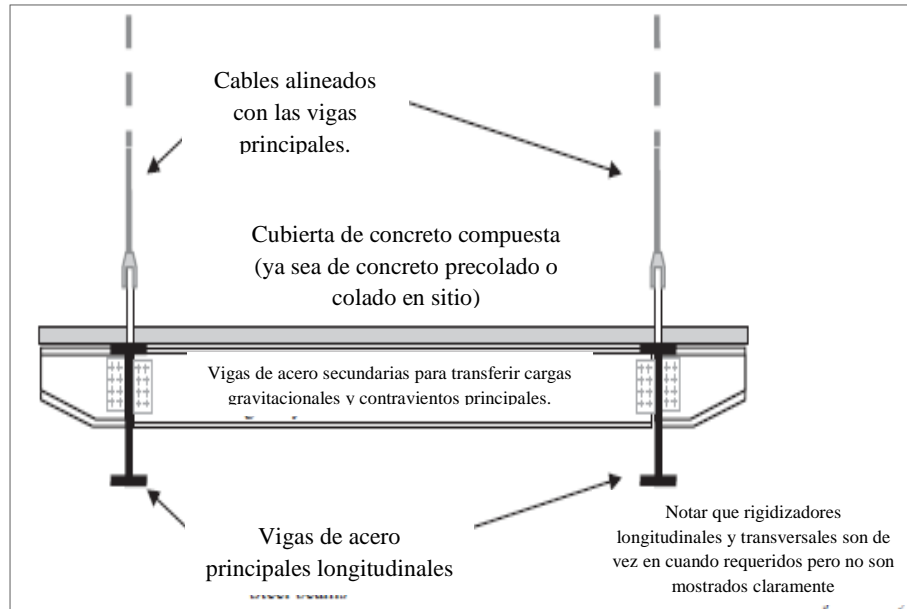


Figura 2.2. Típica cubierta de sección compuesta de puentes atirantados (Calvi, Sullivan, & Villani, Conceptual seismic design of cable-stayed bridges, 2010).

La elección de los materiales del tablero es uno de los criterios que gobierna el costo completo del sistema, siendo los más livianos aquellos metálicos con tablero ortótropo, a pesar de ello, el costo de fabricación hace que sean muy caros, por lo que se prefieren para puentes con claros de largos a muy largos, debido a las ventajas que ofrecen; y aunque tengan mayor peso el uso de tableros de concreto o bien mixtos, son comúnmente preferidos para un intervalo de claros importante. Así los tableros ortótropos se reservan para puentes con claros con longitudes importantes, o donde el tema del peso se vuelva crítico, de modo que gobierne el diseño (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005), como se ha mencionado en los párrafos anteriores.

Debido a la magnitud de la fuerza axial en el tablero, sobre todo en la configuración de tirantes en arpa, resulta necesario realizar un análisis de estabilidad del tablero por análisis de elementos finitos para puentes con longitud de claro grande sobre todo si el tablero es metálico. Se ha demostrado que la carga crítica que genera inestabilidad es alta cuando la razón entre la longitud del claro principal y la longitud total es pequeña; de la misma forma, si la razón entre la inercia de la pila y la inercia del tablero aumenta la carga crítica disminuye. (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005).

En el caso de puentes con atirantamiento central resulta necesario disponer de tableros con alta rigidez torsional. Para puentes de atirantamiento lateral, es posible disponer de secciones más delgadas, dado que los momentos de flexión son en general más bajos. En este caso las dimensiones mínimas estarán dadas por la flexión transversal. (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005).

Un aspecto importante que hay que considerarse es el tipo de conexión entre la torre y el tablero del puente. Según (Calvi *Et al.*, 2010), hay esencialmente tres opciones para esta conexión que son: no proporcionar conexión, proporcionar una fuerte conexión rígida, o una solución intermedia con una limitada transferencia de fuerzas y rigidez intermedia. En el mismo trabajo se muestran resultados del comportamiento de las tres conexiones en un puente atirantado construido y más detalles de lo expuesto en este párrafo.

Se pueden consultar algunas referencias con los resultados obtenidos de modelos analíticos sobre el comportamiento de un puente atirantado según el tipo de conexión que se tenga entre el tablero y la torre. (Liu, Li, & Ou, 2008).

TIRANTES

La configuración estructural del arreglo de tirantes es muy variada, pero dentro de este estudio se reconocen solo tres tipos de arreglos de los tirantes y de allí se generan más configuraciones, se tomaron solo estas tres configuraciones básicas, ya que la mayoría de las referencias consultadas hacen referencia comúnmente a esos tres tipos de arreglos. En la Figura 2.3, se repite la Figura 1.4, en las cuales se muestran los tres arreglos de tirantes básicos.

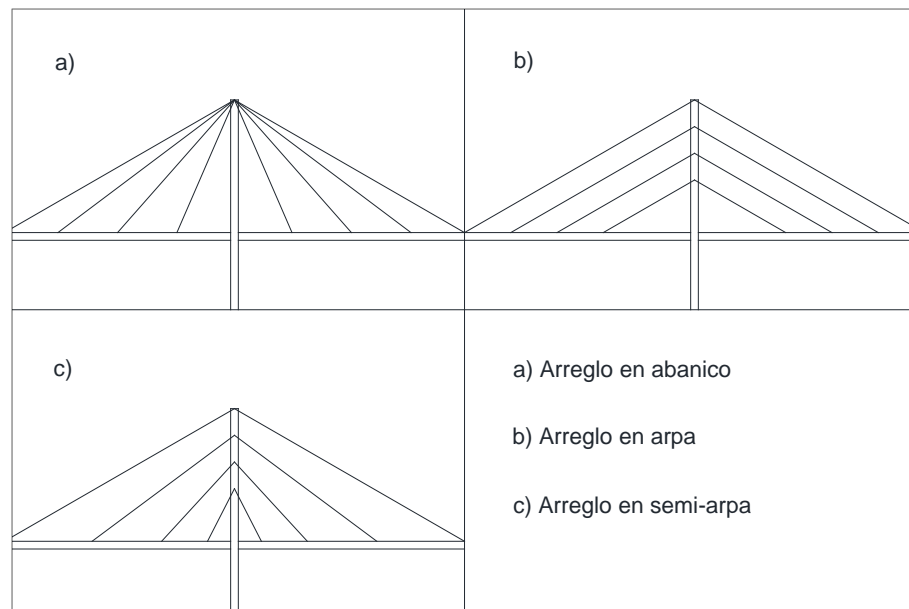


Figura 2.3. Arreglo de tirantes básicos.

Como se menciona en algunas referencias (Calvi *Et al.*, 2010), la decisión de tomar un determinado arreglo de tirantes es también importante. Si se decide tomar una distribución sobre la altura de la torre (inciso; b) de la Figura 2.3), o una distribución en la cual los tirantes convergen en un mismo punto (inciso; a) de la Figura 2.3). La configuración en arpa, como se muestra en la Figura 2.3; inciso b), es una configuración en la cual se evita el congestionamiento de los tirantes en un solo

punto en la torre, facilitando la construcción, se requiere una longitud total más corta de los tirantes, y posiblemente sea estéticamente más agradable que la configuración en abanico. Sin embargo en regiones sísmicas el arreglo en abanico, inciso a); Figura 2.3, podría preferirse debido al incremento de capacidad de deformación que ofrece al puente. Otros pros y contras entre estas configuraciones se pueden revisar a detalle en la referencia mencionada en este párrafo.

La elección del número de planos de tirantes está dada por razones estéticas del puente y algunas características particulares del puente, dado que bajo la acción de cargas vivas, la deformación de la estructura es gobernada esencialmente por la rigidez de las torres y el sistema de suspensión (tirantes). En términos generales el sistema de atirantamiento con planos laterales, es más eficiente ya que aumenta la rigidez torsional y de flexión transversal del sistema; lo que lo hace adecuado para combatir efectos aerodinámicos sobre todo en sistemas donde el tablero tenga poco claro. (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005). Otros detalles se pueden revisar en las referencias mencionadas anteriormente.

En la Figura 2.4, se muestran distintas disposiciones de planos para tirantes. (a) Disposición en un solo plano; (b) Disposición en dos planos; (c) Disposición en tres planos.

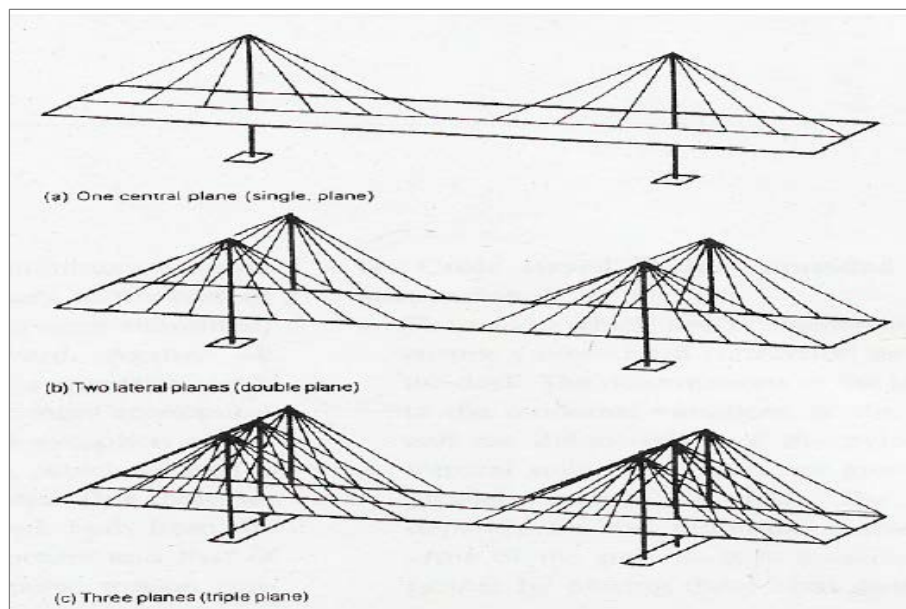


Figura 2.4. Planos de tirantes en puentes atirantados (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005).

PILAS Y TORRES

A diferencia del tablero, las torres del puente atirantado tienden a ser elementos masivos, debido a la gran cantidad de carga axial a la que están expuestas,

además debido a que tienen que proporcionar una adecuada rigidez a la estructura ante las acciones naturales como sismo o viento; y otro tipo de acciones a las que puede estar sometido el puente. La configuración ideal de la pila requiere algunas consideraciones como por ejemplo que la cabeza de la pila debería estar posicionada centradamente debajo de la cubierta de modo que bajo carga gravitacional únicamente, los tirantes no induzcan flexión a las pilas. (Calvi et. al.).

Como se muestra en: (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005), haciendo referencia a estudios hechos por: (Walther, 1999). El incremento en la rigidez de las pilas induce una disminución en los momentos de flexión en el tablero, como ya se había mencionado; y de forma análoga, un aumento en la rigidez del tablero induce una disminución en los momentos de las pilas. Algo similar ocurre con las deformaciones en el tablero, cuando se aumenta la inercia de las pilas disminuyen las deformaciones del tablero. Por lo que el tipo de torres es fundamental en el desempeño del puente completo y su elección estará en función de aspectos estructurales como el tipo de atirantamiento y longitud del claro principal, así como aspectos estéticos.

Como se ha mencionado anteriormente la configuración geométrica y estructural de las torres del puente atirantado, pueden ser tan variadas como la imaginación y la necesidad del proyecto lo permita; pudiéndose lograr diseños arquitectónicos vistosos y eficientes. Ya que las torres, además de ser de los elementos más importantes del puente atirantado hablando estructuralmente, también lo son en cuanto a su belleza general, proporcionando la imponencia y estética del puente. Esto es especialmente importante ya que hoy en día; las estructuras además de ser eficientes y funcionales, deben también de cumplir la necesidad estética; ya que con esto se muestra al mundo la infraestructura de un país.

En la Figura 2.5, se muestran algunas tipologías de torres o mástiles, que son las tipologías básicas y de las cuales se desprenden un sin número de variantes. (a) Tipología conveniente para un sistema de tirantes en doble plano con un solo tablero del puente; (b) Tipología conveniente para un sistema de tirantes en doble plano con un solo tablero; (c) Tipología conveniente para un sistema de tirantes doble plano, con una ligera adaptación también es conveniente para un solo plano de tirantes con un solo tablero; (d) Tipología conveniente para un sistema de tirantes doble plano, con una ligera adaptación también es conveniente para un solo plano de tirantes con un solo tablero; (e) Tipología conveniente para un sistema de tirantes mono plano con un solo tablero; (f) Tipología conveniente para múltiples sistemas de tirantes con dos tableros.

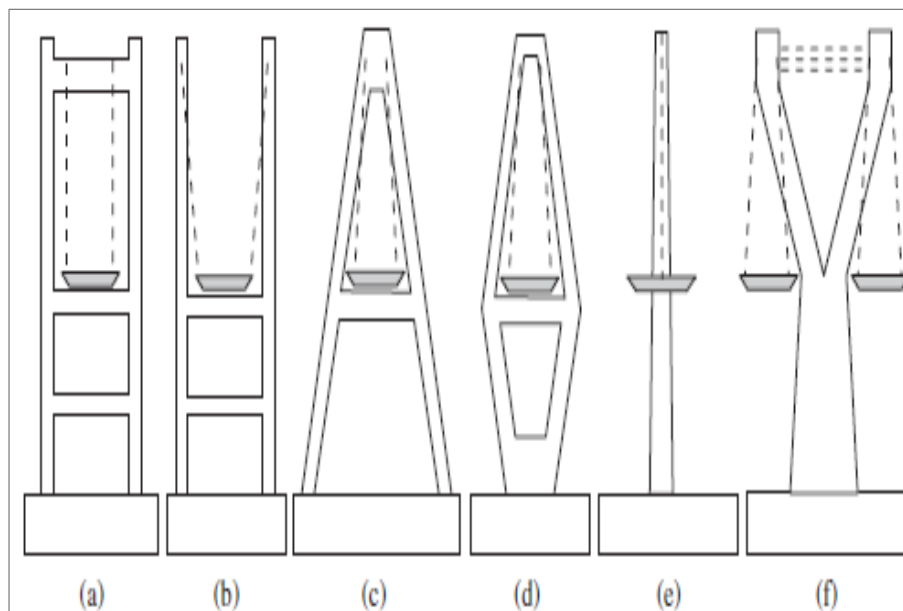


Figura 2.5. Algunas configuraciones de torres para puentes atirantados. (a)Tipo “Marco”; (b) Tipo “H”; (c) Tipo “A”; (d) Tipo “Diamante”; (e) Tipo “Pilón”; (f) Tipo: “Y” (Calvi, Sullivan, & Villani, Conceptual seismic design of cable-stayed bridges, 2010).

Como lo han expuesto varios autores consultados el diseño de las pilas y torres de puentes atirantados no tienen un tema especial, se diseñan básicamente igual que para puentes comunes (Xanthakos, 1995).

❖ NO LINEALIDAD

Los puentes atirantados donde realmente presentan ventajas de solución sobre otras tipologías de puentes, por definición son puentes catalogados como especiales, y son inherentemente no lineales. Como exponen varios autores que los han estudiado, se sabe que con el incremento de la longitud del tablero, se va provocando una pronunciada no linealidad en la respuesta debido a que se va incrementando la flexibilidad de la estructura; por lo que un análisis no lineal es esencial para evaluar esfuerzos y deformaciones no únicamente inducidas por cargas estáticas, sino también por cargas dinámicas (vehículos, viento, sismo, etc.), así mismo resultara también en un considerable incremento en el desplazamiento y deformaciones del puente bajo fuertes sacudidas (Ren & Obata, 1999). Por lo que para determinar las demandas de deformación se requerirá un análisis tiempo historia usando un modelo global con todas las no linealidades geométricas y de material; mientras que para calcular la capacidad de deformación se requerirá solo un análisis pushover global (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014).

Aunque la no linealidad en puentes atirantados es principalmente del tipo geométrico; debido a las grandes deformaciones que experimentan aun cuando el

comportamiento del material pueda ser lineal (eje. Para cargas de diseño normales). Como lo expone: (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005), haciendo referencia a: (Ren & Obata, 1999), que indican que las no linealidades ultimas en puentes atirantados de gran claro tienen efectos perjudiciales, sobre todo en la no linealidad del material; que resulta ser de mayor importancia que la geométrica. Por lo que para puentes con claros principales grandes (mayores de 600 m), los análisis de no linealidad geométrica y de material son muy necesarios cuando la estructura es sometida a movimientos fuertes (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005).

Las no linealidades de material dependen de la estructura específica, sin embargo las no linealidades geométricas están presentes en todo el puente atirantado, y se originan fundamentalmente en el efecto de combamiento (sag) de los tirantes, la acción compresiva tanto en el tablero como en las torres; así como en el efecto de las grandes deflexiones debido a la flexibilidad de este tipo de estructuras como lo expone: (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005), haciendo referencia a: (Morgenthal, 1999).

Resumiendo el párrafo anterior, como lo expone: (Ulstrup & Tang, 1992), (Ren & Obata, 1999), (Nazmy & Abdel-Ghaffar, 1990), entre otros; se puede decir que las principales causas mayores de no linealidad en un análisis global, están dadas por:

- La relación no lineal fuerza axial-elongación de los tirantes inclinados debido al efecto del sag causado por su peso propio (no linealidad geométrica).
- La interacción no lineal fuerza axial-momento flexionante para las torres y vigas longitudinales principales del tablero (no linealidad geométrica).
- El cambio de geometría causado por los grandes desplazamientos los cuales pueden ocurrir en este tipo de estructuras bajo cargas de servicio así como cargas de diseño ambiental (no linealidad geométrica).
- El comportamiento no lineal esfuerzo-deformación de materiales (no linealidad de material)

La rigidez axial del cable varía no linealmente como una función de los desplazamientos finales, ya que parte del movimiento final ocurre debido a deformación del material y otra parte ocurre debido al cambio en el sag. Como la tensión axial incrementa en el tirante, el efecto del sag llega a ser, cada vez más y más pequeño, y el movimiento final ocurre principalmente debido a la deformación material. Por lo tanto, la aparente rigidez axial del tirante incrementa como su esfuerzo de tensión incrementa (Nazmy & Abdel-Ghaffar, 1990).

Como resultado de la flexibilidad, los cambios en longitud y el efecto del sag en el tirante, es necesario adoptar una técnica correctiva para contar esas características no lineales. Demasiados métodos han sido propuestos por varios autores quienes sugieren el uso de un módulo de elasticidad equivalente para el cable. Esta aproximación es similar a asumir un miembro recto con una variación del módulo de elasticidad que depende de la magnitud de la fuerza de tensión. El principio básico para análisis, es que el comportamiento de un miembro substituto recto, con un módulo de elasticidad equivalente es idéntico a aquel del cable curvo (Walter & John, 1986).

Demasiados conceptos se han propuesto para tomar en cuenta el comportamiento no lineal de los cables como se mencionó anteriormente. Uno de los más populares es el concepto de un módulo de elasticidad equivalente, donde el modulo propuesto por Ernst es la base; dicho modulo toma en cuenta el efecto no lineal del cable mediante la modificación del módulo de elasticidad del elemento recto sin tomar en cuenta los efectos de no linealidad, en función de la carga de tensión aplicada al cable, su peso propio y longitud (Ernst, 1965). La formulación de Ernst se presenta a continuación:

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{E(\gamma l)^2}{12\sigma^3}} \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

E_{eq} = Modulo de elasticidad equivalente

E = Modulo de elasticidad del cable

γ = Peso por unidad de volumen del cable

σ = Esfuerzo unitario en el cable

El comportamiento no lineal de las torres y vigas principales debido a la interacción carga axial-momento flexionante es tomada en cuenta por usar las funciones de estabilidad para modificar la rigidez axial y flexionante del elemento en el extremo de cada ciclo de iteración.

El cambio de la geometría total del puente debido a grandes deformaciones, es tomada en cuenta por ir actualizando la geometría del puente incrementando desplazamientos nodales a las previas coordenadas nodales en el extremo de cada ciclo de iteración antes de recalcular la rigidez del puente en el estado deformado.

Para más detalles acerca de la teoría de la no linealidad geométrica y acerca del desarrollo de las formulaciones aplicadas a puentes atirantados consultar: (Nazmy & Abdel-Ghaffar, 1990).

La no linealidad de los materiales, puede ser considerada a partir del conocimiento de las leyes constitutivas de los materiales y a partir del conocimiento de los comportamientos histeréticos de las zonas de disipación de energía, para lo cual continuamente se proponen nuevos modelos de comportamiento en base a pruebas de carga en laboratorio.

❖ RESPUESTA SÍSMICA

Desde el punto de vista de la respuesta sísmica los puentes apoyados por cables o tirantes de gran claro tienen las siguientes características únicas: (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014):

1. Periodo de vibración largo: la mayoría de los puentes apoyados por cables tienen un periodo de vibración fundamental, en el rango de aproximadamente 2 a 8 segundos.
2. Bajo amortiguamiento: la superestructura y los cables poseen poco material de amortiguamiento y ellos toman gran tiempo para decaer la vibración una vez comenzada.
3. Modos de vibración complejos: debido a las grandes diferencias de rigidez entre los elementos principales del puente (torre, tirantes y tablero), presentan considerables diferencias de periodos de vibrar y formas modales interactuando unas con otras, los modos de vibrar del puente están densamente distribuidos y altamente acoplados. Debido a la alta geometría no lineal de los tirantes los modos de vibrar y sus frecuencias ampliamente dependientes. Esos modos cambiarán significativamente desplazamientos de frecuencias durante vibraciones moderadas y grandes, cuando se sujetan a fuerzas externas, viento y sismo en particular.

❖ FILOSOFÍA DE DISEÑO

La filosofía de diseño de puentes es la misma que ha sido aceptada prácticamente por todos los reglamentos desde la década de 1970: se pretende que los puentes sean funcionales y que los componentes estructurales permanezcan dentro del régimen elástico, después de ocurrido un evento moderado o pequeño; por otra parte, en el caso de ocurrencia de un sismo severo, se acepta cierto nivel de daño sin poner en riesgo la estabilidad de la estructura. En este sentido, casi todos los códigos adoptan como filosofía general de diseño el hecho de que un puente debe ser diseñado para que: ocurrido un evento extremo, se mantengan las comunicaciones de emergencia (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005).

Descripción de las actuales filosofías de diseño (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005) haciendo referencia a (Calvi, Recent Experience and innovative Approaches in Design and Assessment of Bridges, 2004):

- Diseño por resistencia (diseño elástico): la concepción primitiva de diseño era mantener a las estructuras en el rango elástico a través de la consideración de que la carga sísmica era un porcentaje del peso de la estructura, aplicado como carga lateral uniforme. Las consecuencias de esta aproximación se resumían en severas subestimaciones de las deformaciones sísmicas, combinaciones inadecuadas de los patrones de acción producidos por la gravedad y el sismo, y con ello un detallado generalmente insuficiente.
- Diseño por ductilidad: a medida que fueron comprendidas las características dinámicas de la respuesta sísmica, y que se entendió que las estructuras sobrevivían a respuestas de aceleración que aparentemente excedían los valores de resistencia última, se adoptó el concepto de ductilidad. Este fue entonces, una forma de reconciliar las inconsistencias en el fundamento del diseño por resistencia, en la cual se atribuía a la estructura una capacidad de deformarse inelásticamente sin pérdida significativa de resistencia. La mayoría de los códigos se basan todavía en estos conceptos. El espectro de aceleración elástico es reducido como una función de una ductilidad asumida, de modo que los llamados métodos de diseño por capacidad fueron aplicados para asegurar que los mecanismos post-elásticos se desarrollarían. En otras palabras, Se concibe el diseño por ductilidad tal que las estructuras disipan la energía a través del daño, para cual la fuerza elástica es obtenida a partir del espectro de diseño elástico, y reducida por un factor de comportamiento que es función de la ductilidad admisible.
- Diseño por desplazamiento (diseño basado en desempeño): el desarrollo basado en desempeño ha surgido como una metodología más completa y racional para predecir, bajo cierto nivel de confianza, la respuesta sísmica de las estructuras basada en el nivel de diseño impuesto. En el caso de puentes se considera que es suficiente con tres niveles de desempeño:
 - Operacional sin interrupción del tráfico.
 - Operacional con daños menores.
 - Nivel cercano al colapso.

Los criterios para un diseño basado en desempeño aún están por ser definidos. La barrera más inmediata en la implementación basada en desempeño es el desarrollo de procedimientos necesarios para predecir adecuadamente el desempeño estructural de un puente ante un evento dado. Actualmente la investigación está en proceso de desarrollo de métodos para analizar puentes y sus componentes, que permitan una evolución cuantificable del desempeño, por lo que queda mucho trabajo para alcanzar el nivel de certeza necesario para implementar un programa de diseño basado en desempeño.

La aceleración espectral es la forma básica de representación de la entrada sísmica cuando los parámetros fundamentales de diseño son la resistencia y la ductilidad. Sin embargo tal enfoque parece ser no el más adecuado cuando se analizan estructuras de largo periodo, como los puentes atirantados de gran claro. Así mismo, la posibilidad de la presencia de pulsos fuertes, característicos de los sismos cercanos a la fuente, podrían tener un impacto moderado en la forma estructural.

❖ AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL

El coeficiente de amortiguamiento toma en cuenta todos los mecanismos de disipación de energía de la estructura y puede ser estimado por métodos experimentales. Desde que el amortiguamiento no juega un rol cuantitativo importante excepto para respuestas resonantes en respuesta estructural, es comúnmente usada una relación de amortiguamiento medio basado en tipos de materiales de construcción (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014). En la Tabla 2.3, se presentan un intervalo de relaciones de amortiguamiento ξ recomendadas para algunos materiales.

Tabla 2.3. Relaciones de amortiguamiento ξ para algunos materiales.

Material	ξ
Metal soldado	2-4%
Estructuras metálicas atornilladas	4-7%
estructuras de concreto presforzado	2-5%
Estructuras de concreto reforzado	4-7%
Estructuras de madera	5-10%

En varias pruebas de vibración ambiental y vibración forzada, se ha mostrado que la relación de amortiguamiento de puentes atirantados está en el rango de 1% a 2% (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014) haciendo referencia a (Yan & Lao, 2000), o del 0.3% al 2% (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005), que es mucho más bajo que el comúnmente adoptado del 5%. Por lo cual estos sistemas no deben ser artificialmente sobre amortiguados en análisis sísmico, usando el 5% que es demasiado alto, y lo peor del caso es que no va por el lado de la seguridad. Es demasiado importante tener esto en cuenta, ya que estas estructuras ocasionalmente experimentan cargas extremas, como en sismos severos o con demasiado viento ambiental.

Las investigaciones han mostrado que la generalización de los valores del amortiguamiento son difíciles de determinar debido a que varían significativamente dependiendo de la configuración del puente. Se encontró que la razón de amortiguamiento crítica era dependiente con la amplitud de la excitación y la forma modal, así como el tipo de cable. Las razones de amortiguamiento para la configuración del puente en abanico presentaron amortiguamientos entre 1.2% y 1.5%, siendo las mayores para las máximas amplitudes de oscilación. Valores más

altos para la configuración en arpa pueden ser atribuidos a grandes deformaciones flexionantes del tablero en la dirección vertical.

Las razones de amortiguamiento crítico disminuyen conforme aumenta el claro principal (Valdevenito & Aparicio Bengoechea, 2005) haciendo referencia a (Kawashima, Unjoh, & Azuta, Damping Characteristics of Cable-Stayed Bridges, 1988) y (Kawashima & Unjoh, Seismic Behaviour of Cable-Stayed Bridges, 1991), a continuación se presentan algunas recomendaciones para obtener la relación de amortiguamiento en función del claro principal:

$$\xi^{BV} = 0.237L^{-0.645} \quad \text{Ec. 3}$$

$$\xi^{BH} = 1.751L^{-0.99} \quad \text{Ec. 4}$$

$$\xi^T = 0.190L^{-0.638} \quad \text{Ec. 5}$$

Del mismo modo, podemos relacionarlo con las frecuencias naturales de vibración:

$$\xi^{BV} = 0.0053 + 0.006f1^{BV} \quad \text{Ec. 6}$$

$$\xi^{BH} = 0.0153 + 0.0037f1^{BH} \quad \text{Ec. 7}$$

$$\xi^T = -0.0016 + 0.0057f1^T \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

ξ^{BV} , ξ^{BH} , ξ^T razones de amortiguamiento crítico para oscilaciones flexionantes verticales, flexionantes transversales y flexionantes torsionales respectivamente.

L longitud del claro principal en metros.

$f1^{BV}$, $f1^{BH}$, $f1^T$ frecuencia natural de vibración vertical, transversal y torsional correspondientemente.

El amortiguamiento clásico es una idealización adecuada cuando similares mecanismos de amortiguamiento son distribuidos a través de la estructura. La idealización de amortiguamiento no clásico es apropiada para el análisis cuando el mecanismo de amortiguamiento difiere considerablemente con un sistema estructural.

El más simple y mayormente mecanismo adoptado de pérdida de energía es el amortiguamiento viscoso. Introduciendo un sistema coordenado normal y asumiendo amortiguamiento ortogonal, las fuerzas de amortiguamiento son desacopladas y son expresadas en relaciones de amortiguamiento modal (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014) haciendo referencia a (Clough & Penzien, 2003). Las relaciones de amortiguamiento modal son las medidas más efectivas del

amortiguamiento en el sistema cuando el análisis es para ser llevado por el método de superposición modal. Cuando para sistemas no lineales la respuesta dinámica es para ser obtenida por integración paso a paso, la matriz de amortiguamiento será necesaria en forma explícita. Una de esas expresiones explícitas es el amortiguamiento de Raleigh.

La formulación de Raleigh indica que una porción de la energía perdida es a causa de la deformación y así el amortiguamiento puede ser idealizado como proporción de la rigidez de la estructura. Otro mecanismo de disipación de energía puede ser atribuido a la masa de la estructura y así el amortiguamiento es idealizado como una proporción a la masa de la estructura. En amortiguamiento de Raleigh es asumido que el amortiguamiento es proporcional a la masa y a la rigidez de la estructura. La formulación se presenta a continuación:

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \quad \text{Ec. 9}$$

El amortiguamiento generalizado del modo nth, está dado por:

$$C_n = a_0 M_n + a_1 K_n \quad \text{Ec. 10}$$

$$C_n = a_0 M_n + a_1 \omega_n^2 K_n \quad \text{Ec. 11}$$

$$\xi_n = \frac{C_n}{2M_n\omega_n} \quad \text{Ec. 12}$$

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1\omega_n}{2} \quad \text{Ec. 13}$$

Los coeficientes a_0 y a_1 pueden ser determinados de relaciones de amortiguamiento especificadas en dos modos dominantes independientes (modos ith y jth). De la Ec. 13, se obtiene, Para los modos ith y jth:

$$\xi_i = \frac{a_0}{2\omega_i} + \frac{a_1\omega_i}{2} \quad \text{Ec. 14}$$

$$\xi_j = \frac{a_0}{2\omega_j} + \frac{a_1\omega_j}{2} \quad \text{Ec. 15}$$

Donde:

[C]= Matriz de amortiguamiento de la estructura completa.

[M]=Matriz de masas de la estructura completa.

[K]=Matriz de rigideces de la estructura completa.

a_0 =Coeficiente de proporción que multiplica la matriz de masas.

a_1 =Coeficiente de proporción que multiplica la matriz de rigideces.

C_n, M_n, K_n =Amortiguamiento de Raleigh, masa y rigidez del modo n.

$\omega_n, \omega_i, \omega_j$ =Frecuencia natural del modo n, i y j.

ξ_n, ξ_i, ξ_j = Relación de amortiguamiento natural para el modo n, i, j .

En la Figura 2.6, se muestra la variación del amortiguamiento de Raleigh con las frecuencias naturales.

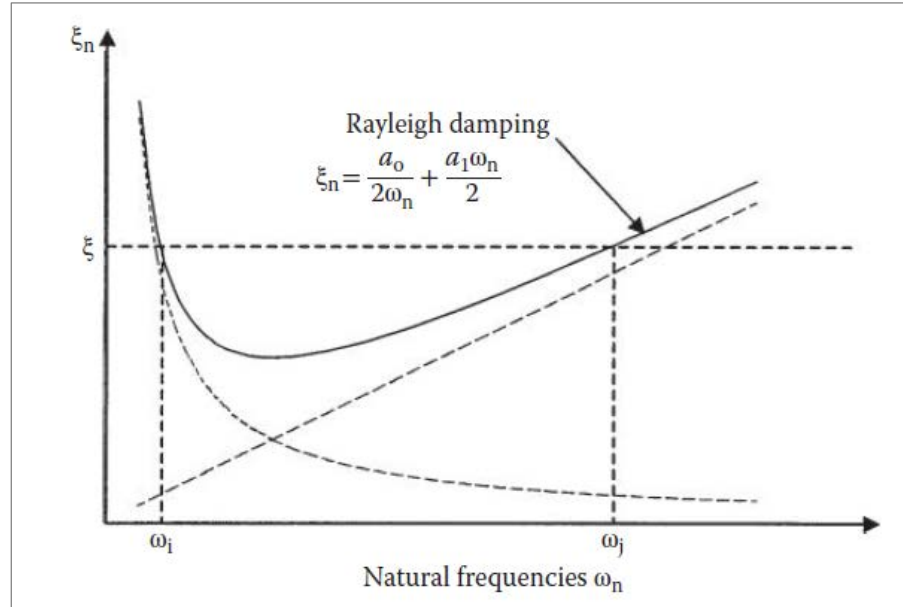


Figura 2.6. Variación del amortiguamiento de Raleigh con las frecuencias (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014).

❖ ESPECTRO DE DISEÑO

En diseño sísmico de puentes, un objetivo principal es asegurar que la estructura sea capaz de deformarse en una manera dúctil cuando se sujeta a una gran carga sísmica. Es deseable considerar la respuesta inelástica de un puente para un sismo mayor. Para considerar comportamiento sísmico inelástico de una estructura sin realizar un verdadero análisis inelástico no lineal, el método de factor de ductilidad puede ser usado para obtener la respuesta inelástica desde el espectro de respuesta elástica. La más simple aproximación para desarrollar el espectro de diseño inelástico es escalar el espectro de diseño elástico por alguna función de la ductilidad desarrollada de un sistema estructural (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014).

$$ARS_{inelastico} = \frac{ARS_{elastico}}{f(u)} \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

$ARS_{inelastico}$ ordenada espectral inelástica.

$ARS_{elastico}$ ordenada espectral elástica.

$f(u)$ función de ductilidad.

Además de la corrección por ductilidad se debe de hacer la corrección por amortiguamiento cuando este sea diferente al comúnmente considerado del 5% que consideran los espectros de diseño. Se puede usar la formulación presentada en el Euro código de 1998 (Ec. 17), ya que se considera que es la más adecuada (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014), además en el caso de seguir directamente los casos de pulsos de velocidad se sugiere la formulación de Priestley (Priestley, 2003) (Ec. 18).

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} \quad \text{Ec. 17}$$

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.25} \quad \text{Ec. 18}$$

Donde:

R_{ξ} Factor de modificación por amortiguamiento diferente al 5%.

ξ Relación de amortiguamiento expresado en fracción.

R_{ξ} debe de multiplicar a las ordenadas del espectro.

3. TEORÍA DE DUCTILIDAD ACERCA DE PUENTES ATIRANTADOS

Generalmente es requerido que la superestructura, incluyendo el arriostramiento lateral deban permanecer esencialmente elásticos. Sin embargo para subestructuras así como lo son las torres y pilas, el fortalecimiento es difícil de lograr, porque el incremento en esfuerzo puede no mejorar la seguridad; no necesariamente reduce el daño. En efecto, el fortalecimiento de la subestructura lleva al incremento de las frecuencias fundamentales y consecuentemente a demandas más altas de fuerzas sísmicas. Por ello ha sido recomendado que el mejor comportamiento sísmico es logrado por adecuada ductilidad (capacidad de desplazamiento) en lugar de capacidad de fuerza (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014).

Debido a que la respuesta inelástica es inevitable, la ductilidad es crítica para prevenir el colapso del puente. Las torres y los extremos de las pilas son los elementos más críticos del puente desde el punto de vista del diseño sísmico; son los únicos elementos principales de puentes apoyados en cables de gran claro que pueden ser diseñados para fluir y formar articulaciones plásticas durante un sismo. Debido a su importancia los puentes atirantados son usualmente categorizados como estructuras de ductilidad limitada. Esto significa que aunque la demanda de deformación y ductilidad es limitada como se muestra en la Tabla 2.4, el detallado y proporcionamiento debe estar conforme con los requerimientos totales de ductilidad definidos en ATC-32. Ello implica que hay que hacer esfuerzos para reservar

suficiente capacidad de ductilidad para cubrir grandes incertidumbres en ambas predicciones de demanda y capacidad de la estructura. La representación de articulaciones plásticas en torres o pilas de concreto es una gran simplificación del complejo comportamiento inelástico (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014).

Las curvas multilíneas momento-curvatura elasto-plásticas para dos ejes ortogonales, son tradicionalmente usadas en modelos sin considerar efectos biaxiales. Esto puede conducir a una sobre estimación de capacidad de desplazamiento. Es comúnmente asumido por ingenieros de diseño que el error puede ser despreciable si la respuesta pico en las dos direcciones ortogonales no ocurren en el mismo tiempo. Otra fuente de sobre estimación de la capacidad de deformación puede ser atribuida a la suposición de un modelo de concreto confinado (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic desing, 2014).

Tabla 2.4. Niveles de daño, deformación y ductilidad.

Nivel de daño	Deformación		Ductilidad	
	Concreto	Acero	Curvatura	Desplazamiento
Reparable	Grande 0.005 $2\epsilon_{cu}/3$	Grande 0.008 $2\epsilon_{cu}/3$	4 a 6	2 a 4
Mínimo	Grande 0.004 ϵ_{cu}	Grande 0.003 $1.5\epsilon_y$	2 a 4	1 a 2

Notas: ϵ_{cu} deformación última del concreto a compresión dependiendo del confinamiento; ϵ_y deformación de fluencia del acero.

4. *TEORÍA DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL EN PUENTES ATIRANTADOS*

Como se sabe el análisis pushover es necesario para dos supuestos: para investigar el mecanismo de falla potencial y para evaluar la capacidad de desplazamiento o ductilidad. Varias aportaciones y recomendaciones se han hecho para realizar de la mejor forma un análisis pushover a un puente atirantado.

Una de las principales complicaciones al realizar un pushover a un puente soportado por cables, es determinar el patrón de carga adecuado para empujar la estructura, así como determinar cuál es el punto de monitoreo (nodo de control) más adecuado para estudiar el comportamiento del puente. Las complicaciones involucran que tal vez no haya modos simples que dominen la respuesta del puente, además que durante un sismo el vector de carga inercial en una estructura cambia continuamente, mientras que en un pushover el vector de carga permanece constante. Hay ausencia de aproximación general para puentes apoyados por cables de cómo debería su capacidad de desplazamiento inelástico ser evaluado (Chen & Duan, Bridge engineering: seismic design, 2014).

El problema de la evaluación de la capacidad de desplazamiento inelástico puede ser resuelto por realizar más de un análisis pushover. Un tedioso pero efectivo método es examinar la demanda tiempo historia obtenida para una variable particular en consideración y observar la forma deformada de la torre correspondiente a respuestas pico y seleccionar la más representativa forma deformada para ser usada en un análisis pushover.

Varias propuestas para determinar el patrón de cargas a ser usadas en el pushover, han sido usadas en diferentes investigaciones. Por ejemplo, El uso de tres patrones de carga: a) forma del primer modo; b) forma deformada de la torre en un paso de tiempo correspondiente a la máxima deriva en el análisis tiempo historia global; c) un vector de carga uniforme, para el estudio del nuevo puente colgante de la bahía de San Francisco Oakland (Nader, Abbas, & Ingham, 2001). Otra propuesta usada para el diseño conceptual del Puente atirantado Gerald Desmond usando tres patrones de carga: a) la forma del primer modo lateral; 2) la forma del segundo modo lateral; 3) Vector de carga uniforme. O como se presenta en el trabajo de (Camara & Astiz, 2012) y (Chopra & Goel, A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, 2002), donde se propone una distribución de carga en base a la forma modal correspondiente a la dirección de análisis, para determinar la demanda sísmica en puentes atirantados y edificios correspondientemente.

La selección del techo como el punto de control en edificios es sencillo porque es generalmente el nivel con mayor registro de desplazamientos. Sin embargo, cuando se trata de puentes atirantados, este punto no es obvio. En un estudio (Camara & Astiz, 2012), se propone establecer el punto de control como el punto con máximo desplazamiento modal en el modo específicamente estudiado a lo largo de su



dirección dominante. Por lo tanto el punto de control optimizado por esta propuesta, puede ser diferente de un modo de vibrar a otro.

5. *TEORÍA DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL EN PUENTES ATIRANTADOS*

El método de análisis en el tiempo realizado con registros reales y considerando los aspectos no lineales, es considerado el método más preciso y aplicable en todos los casos de puentes atirantados que incorporen o no dispositivos adicionales de disipación de energía.

❖ ENTRADA SÍSMICA

En el análisis tiempo historia de edificios generalmente se usan de tres a cinco pares de registros sísmicos, o como mínimo tres, donde cada componente del par es ortogonal entre sí, para caracterizar la acción sísmica, estos registros sísmicos pueden ser obtenidos de movimientos sísmicos reales o bien obtenidos artificialmente representando el peligro sísmico de la zona considerada.

En el caso de puentes atirantados los resultados son sensibles al número de registros sísmicos usados en el análisis. De las referencias consultadas se propone usar doce registros (generalmente dos componentes horizontales y una vertical, ortogonales entre sí), con duración del acelerograma de aproximadamente 20 segundos y una fase de pulso de 4 segundos (Camara & Astiz, 2012). Se recomienda el estudio de la componente vertical ya que los puentes soportados por cables son sensibles a dicha componente sísmica, cuando el puente se encuentra cerca del epicentro.

Para obtener una determinación lo más exacta posible de los valores de aceleración que se han producido durante el terremoto en el lugar de registro, es necesario hacer un cuidadoso tratamiento de los registros. El acelerograma obtenido, presenta una serie de errores que deberán ser corregidos para que dicho acelerograma sea apto para ser utilizado. Algunas recomendaciones para el tratamiento de acelerogramas se puede consultar en: (Carreño, Bravo, Suárez, & Tordesillas, 1999).

Con el procedimiento del FEMA 356 (FEMA, P., 2000), se pueden determinar los movimientos sísmicos a ser usados para cada dirección de análisis en función de sus espectros de respuesta, siendo escalados en base al espectro de diseño de aceleración.

CAPITULO 3:

MARCO METODOLÓGICO

- OBJETIVOS
- HIPÓTESIS
- PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN
- METODOLOGÍA SELECCIONADA Y APLICADA AL PROYECTO

CAPITULO 3:

3. MARCO METODOLÓGICO

OBJETIVOS

A partir del objetivo general, los objetivos específicos de este trabajo son:

- Presentar de manera formal el puente estudiado tema principal del trabajo, así como el puente que ayudo a la calibración de los programas y de sustento a la metodología general.
- De las referencias consultadas implementar una metodología racional para cumplir el objetivo general planteado.
- Cubrir los temas más relevantes en el análisis realizado y las suposiciones hechas o las decisiones tomadas en un momento dado.
- Modelar adecuadamente las características más importantes de cada tipología de puente para realizar el análisis estructural a partir del cual se obtendrán las ductilidades, mediante análisis pushover, y NL-RHA.
- Determinar niveles de ductilidad máximo en cada pila y torre según sea el caso, y comparar estos niveles para los elementos correspondientes del puente.
- Realizar un análisis paramétrico, tomando en cuenta distintas consideraciones geométricas de las columnas y de material.
- Evaluar la capacidad y demanda de ductilidad de los puentes durante algunas etapas constructivas de interés (Análisis de Etapas Constructivas).
- Verificar la aplicación de los Análisis pushover para los puentes especiales.
- Comparar los niveles de ductilidad máximos en los elementos de cada parte del puente.

HIPÓTESIS

Se ha mencionado en varias referencias consultadas que las pilas y torres de puentes especiales, básicamente se analizan y diseñan de la misma forma que para un puente de tipología normal, por lo que se podría pensar que para ciertas etapas de construcción la ductilidad de ambos sistemas se aproxime.

Se piensa que en cada etapa de construcción del puente la ductilidad cambie de tal manera que en etapas iniciales de construcción sea menor y se incremente conforme la etapa de construcción aumente, esto debido a que en etapas iniciales el sistema es más rígido y conforme la etapa de construcción aumenta antes de cerrarse la masa aumenta flexibilizando el sistema. Sin embargo en el cierre del puente se piensa que la ductilidad está en un valor dentro del rango de la etapa inicial considerada y de la etapa última antes de cerrarse el puente, debido a que el puente cuenta con más estabilidad y mayor distribución de las acciones.



PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN

¿Qué tanto variarían las ductilidades de las pilas entre el sistema de puentes de tipología común y un puente de tipología especial que en este caso es un puente mixto?

¿Qué tanto variara la capacidad de ductilidad obtenida por un análisis pushover global tomando ciertas consideraciones encontradas en la literatura, con respecto a la demanda de ductilidad obtenida con el NL-RHA?

¿Qué tanto cambiara la ductilidad en cada etapa de construcción considerada y cuando ya se ha cerrado el puente?

METODOLOGÍA SELECCIONADA Y APLICADA AL PROYECTO

En base a la información consultada a lo largo de la investigación, se optó por un procedimiento tanto de análisis para el sistema global, como para el diseño de las pilas y torres del puente “El Carrizo”, seleccionando las recomendaciones apropiadas de las referencias consultadas y de la normativa usada según el caso de análisis.

En lo que sigue se presentan las recomendaciones usadas para cada caso de análisis o el diseño de las pilas y torres del puente, se hace referencia prácticamente al puente “El Carrizo”.

1. PARTICULARIDADES DE INTERÉS RESPECTO AL MODELADO DE LOS PUENTES

- Se realizó un modelado explícito 3D de los puentes, para captar de la mejor forma su comportamiento global como se recomienda para este tipo de puentes.
- El software MIDAS CIVIL (MIDAS, I, 2015) considera los tirantes como elementos tipo “cable”, para considerar la no linealidad de ellos en análisis no lineales, mediante una variante del módulo equivalente de Ernst, y los considera como elementos tipo “truss” en análisis elásticos.
- Se consideró la matriz de amortiguamiento de manera explícita, la cual la determina el MIDAS CIVIL en base a la formulación de Raleigh, en función del método de integración directa.

2. REDISEÑO DE PILAS Y TORRES DEL PUENTE

- Como punto de partida se usó un enfoque de diseño por resistencia de las pilas y torre del puente con el enfoque de la AASTHO LRFD (AASHTO, 2012), usando el espectro de diseño de aceleraciones para la ubicación original del puente según el PRODISIS del Manual de Obras Civiles (de Obras Civiles, M. D. D, 2008).
- Una vez obtenida la ductilidad del diseño por resistencia, se rediseñaron las pilas y torre del puente con un enfoque de diseño en base a la ductilidad obtenida. Reduciendo el espectro de aceleración tanto por ductilidad como por amortiguamiento para considerar el sistema atirantado.
- En el diseño de pilas y torre del puente también se tomó en cuenta el efecto del viento mediante un análisis estático (de Obras Civiles, M. D. D. , 2008).

- Para tomar en cuenta el diseño de las pilas y torres se usaron principalmente dos etapas críticas: La última etapa de construcción antes de cerrarse el puente y cuando el puente ya está cerrado en condiciones de servicio: para el efecto más desfavorables de sismo o viento considerado.

3. *ANÁLISIS PUSHOVER*

- Se usó el modelo de Mander no confinado para determinar la capacidad de las secciones de concreto.
- Se seleccionó un patrón de cargas en función de la forma del modo en la dirección de análisis correspondiente, para empujar la estructura. Así mismo se seleccionó como nodo de control aquel con el mayor desplazamiento modal en la pila o torre correspondiente.
- Se usaron los niveles de desempeño del FEMA 356 para obtener las rotaciones inelásticas de las torres y pilas, para posteriormente determinar las ductilidades en función de las curvas de capacidad, obtenidas para cada dirección de análisis representativa.

4. *ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL*

- Se consideraron diez pares de componentes sísmicas ortogonales (no se consideró la componente vertical), de la base de datos de registros acelerográficos de la red sísmica Mexicana (<http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/>, s.f.), representativas de la zona de interés ya tratadas con ayuda del programa DEGTRA (Ordaz, Castellanos, & Zapata, 2005). Para obtener la secuencia sísmica a usarse según el FEMA 356 (FEMA, P., 2000).

5. *ANÁLISIS DE ETAPAS CONSTRUCTIVAS*

- Para considerar las cargas correspondientes a las etapas de construcción se usaron las recomendaciones de la AASTHO LRFD (AASHTO, 2012).
- No se consideró el flujo plástico, contracción y cambio de resistencia del concreto a través del tiempo.
- Se consideró una secuencia de cargas lo más racional posible para ir cargando la estructura según el procedimiento constructivo ya que el análisis es sensible a la secuencia de cargas al ser no lineal.
- No se consideró un análisis de no linealidad geométrica pero si uno de no linealidad de material.

CAPITULO 4:

- PROPUESTA O DESARROLLO DEL TEMA
- RESULTADOS PARCIALES
- RESULTADOS FINALES
- CONTRIBUCIÓN

4. CAPITULO 4:

PROPUESTA O DESARROLLO DEL TEMA

Se trató de no alterar considerablemente el proyecto o estructuración original del puente “El Carrizo”, para no salirnos del contexto original de diseño de manera irracional. Ya que el tema principal en este trabajo son la torre y pilas del puente, estos fueron los únicos elementos que se rediseñaron. Tanto el sistema de tirantes como el tablero se dejaron invariantes de su estructuración original.

En lo que sigue se presenta de manera formal tanto el puente de tipología común usado para calibrar el MIDAS CIVIL y que sirvió como base para el uso de la metodología general a ser usada en el estudio, así como el puente especial usado como base del estudio: “El Carrizo”.

El procedimiento para la determinación del movimiento sísmico a usarse tanto para el puente común, como para el puente especial “El Carrizo”, se menciona a continuación:

1. Se seleccionaron cinco acelerogramas (puente común) o diez acelerogramas (puente “El Carrizo”), representativos de la zona supuesta para el puente en cuestión (dos movimientos horizontales perpendiculares entre sí), según la base de datos de registros acelerográficos de la red sísmica mexicana (<http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/>, s.f.).
2. Para el puente común no se trataron los acelerogramas por practicidad. Para el puente “El Carrizo”, se realizó la corrección por línea base y se aplicó un filtro pasa banda entre las frecuencias de 0.1 a 10.
3. Se prosiguió a determinar los espectros de respuesta en aceleración para cada dirección de cada uno de los registros.
4. Los espectros para cada una de las componentes de los acelerogramas (las componentes horizontales ortogonales) ya normalizados, se combinaron con la combinación SRSS²⁰, obteniéndose cinco o diez espectros de respuesta ya combinados, según sea el caso del puente común o del especial.
5. Cada espectro resultante de la combinación del paso anterior se escaló de tal manera que dicho espectro quedara dentro de las siguientes zonas:

²⁰ Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados

- Entre el espectro de diseño reducido por ductilidad y 1.4 veces el espectro reducido por ductilidad.
 - Entre la zona delimitada por 0.2 veces el periodo del modo 1, y 1.5 veces el periodo del modo 1, según el FEMA 356 (FEMA, P., 2000).
6. Cumplido el paso anterior se realizó el promedio de los cinco o diez espectros según corresponda el puente, y se aseguró que dicho promedio quede dentro de las zonas indicadas anteriormente.
7. Se prosigue a escalar con el mismo factor que se escalaron los espectros de respuesta a los registros sísmicos correspondientes para dirección de análisis. Con lo que finalmente se obtienen cinco o diez registros según el puente, para cada dirección de análisis para ser usados en el NL-RHA.

Cabe mencionar que tanto el tratamiento de los registros sísmicos, como la generación de los espectros de respuestas se hicieron con la ayuda del programa DEGTRA (Ordaz, Castellanos, & Zapata, 2005).

En el ANEXO I, se muestran los resultados del procedimiento anterior tanto para el puente común como para el puente especial.

1. PUENTE DE TIPOLOGÍA COMÚN

Cabe resaltar que en el análisis y diseño de este puente no se realizó una metodología tan rigurosa, puesto que solo se usó como ejemplo para la calibración, así como para el enfoque general de diseño y análisis. Para consideraciones más formales en cuanto al diseño de puentes de tipología común, se pueden consultar más trabajos o literatura sobre el tema. Aunque se usó una metodología racional se piensa que no es la indicada para tomar los resultados y compararlos con otros. El fin de este ejemplo es solo para calibrar el MIDAS CIVIL.

❖ CONSIDERACIONES REALIZADAS

Por practicidad se consideró lo siguiente:

- El enfoque para el diseño de las pilas se realizó como si fueran columnas de concreto para edificios, conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto del 2004 (del Distrito Federal, 2004).
- Para el diseño de las pilas se usaron las combinaciones de carga según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004 (para el Distrito, R. D. C. Federal, RCDF 2004).

- Solo se consideró el peso propio de la estructura para el diseño y análisis (no se consideró carga viva, tampoco sobre carga muerta).
- Para este puente, no se trataron los registros sísmicos usados, lo cual no es lo correcto pero para fines de calibración no se consideró necesario.
- Para determinar la demanda de ductilidad solo se realizó en la dirección longitudinal.

Algunas consideraciones extras se enuncian a continuación:

- El espectro de diseño transparente, se modifica por ductilidad.
- Aunque se determinaron las ductilidades para los tres niveles de desempeño del FEMA 356 (Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención del Colapso), se consideró la ductilidad de prevención del colapso para realizar el rediseño de las pilas del puente. Quizás sea más conveniente el uso de la ductilidad de otro nivel de desempeño para realizar el rediseño para estas estructuras. Aquí solo se realizó como se ha mencionado anteriormente únicamente como medio de calibración del MIDAS CIVIL con respecto a SAP2000 (Schueller, W., 2008) y a RUAUMOKO 3D (Carr, A. J., 2011), por lo que no es comparativo con ductilidades obtenidas con otra metodología.

❖ ACERCA DEL PUENTE

El puente de tipología común es un puente de concreto reforzado que está estructurado en base a cuatro claros simplemente apoyados de 35 m de longitud, apoyados sobre dos pilas extremas de 10 m de altura y una central de 20 m, Figura 4.1. La superestructura consta de una losa tipo cajón con la sección transversal y las dimensiones en metros, mostradas en la Figura 4.2. La subestructura consta de pilas rectangulares huecas, la sección transversal, así como las dimensiones en metros para las pilas extremas se muestran en la Figura 4.3, y para la pila interna en la Figura 4.4.

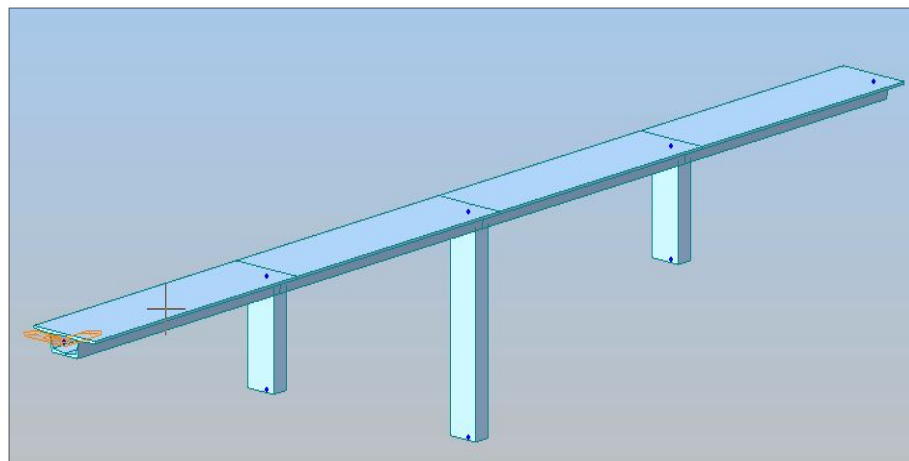


Figura 4.1 Isométrico del puente de tipología común.

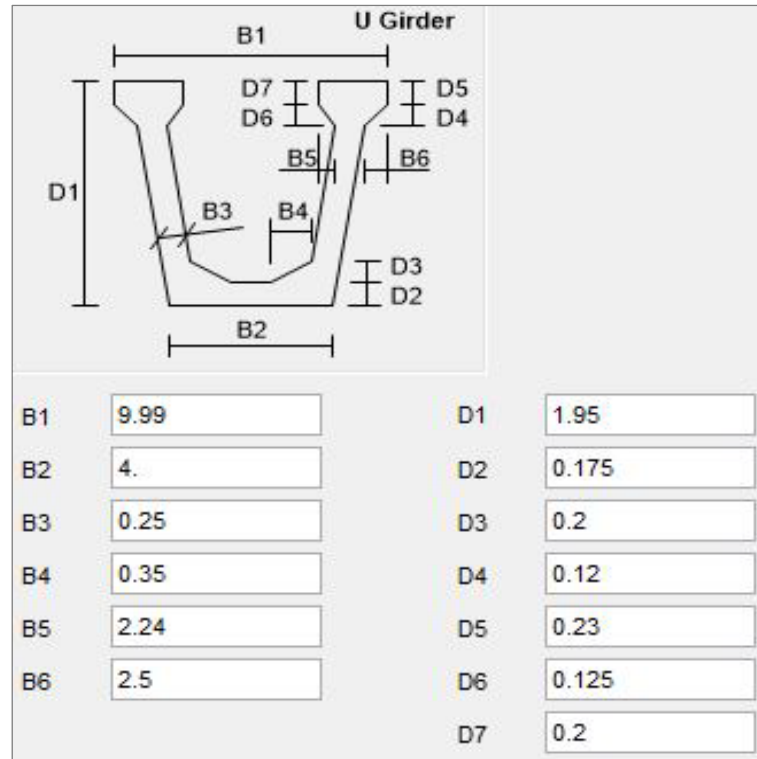


Figura 4.2. Dimensiones de la sección transversal de la losa tipo cajón (dimensiones en metros).

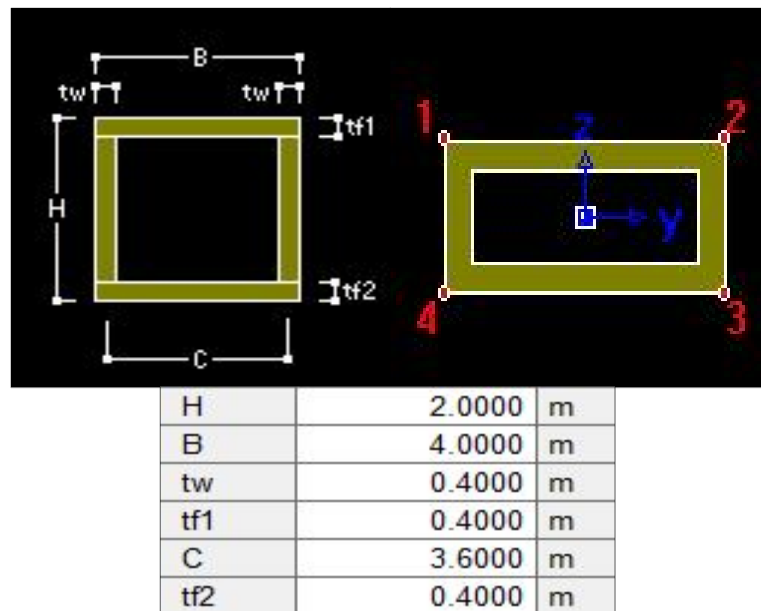


Figura 4.3. Sección transversal rectangular hueca de las pilas extremas.

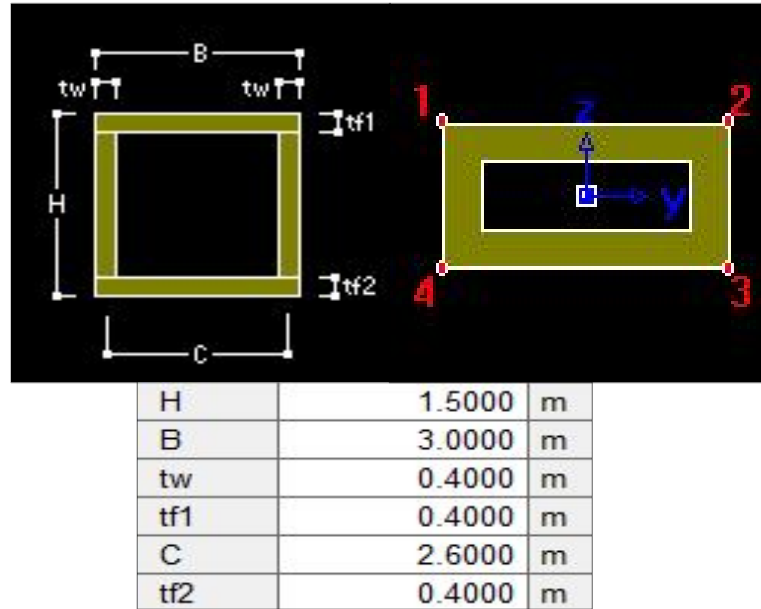


Figura 4.4. Sección transversal rectangular hueca de la pila central.

Los materiales considerados para el puente se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Características de los materiales.

Material	f'c (kg/cm ²)	fy (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	g (kg/cm ³)
Concreto	300		242487	0.0024
Acero de refuerzo		4200	2100000	0.0078

❖ ANÁLISIS

ESPECTRO DE DISEÑO

El puente se considera como una estructura del tipo A ($FI^{21}=1.5$, además se supone ubicado en Santa María Huatulco Oaxaca México, y su espectro de diseño transparente según el PRODISIS del Manual de Obras Civiles (de Obras Civiles, M. D. D, 2008), se muestra en la Figura 4.5.

²¹ FI es el Factor de Importancia con el cual se debe modificar el espectro transparente del Manual de Obras Civiles del 2008, ya que estos están caracterizados para estructuras tipo "B".

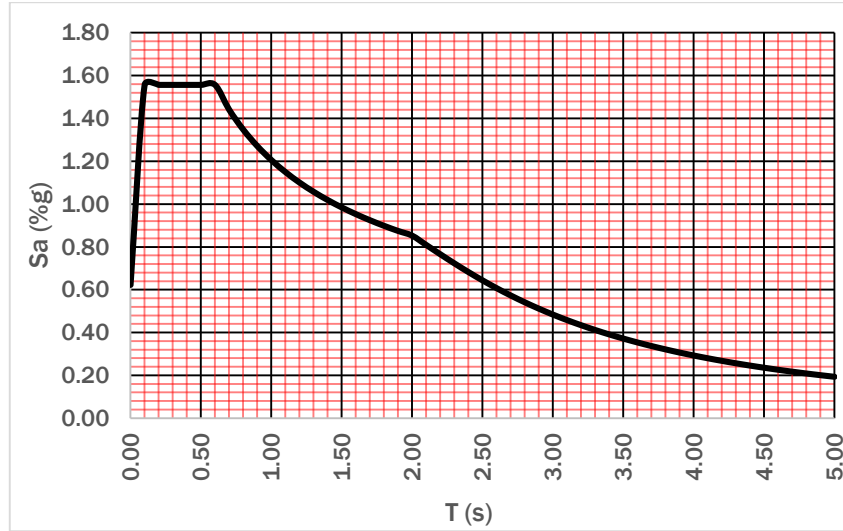


Figura 4.5. Espectro de diseño transparente $Q=1$, Estructura tipo A.

COMPARACIÓN DE PERIODOS SAP2000 VS MIDAS CIVIL (DISEÑO ELÁSTICO)

De la comparación del análisis de valores y vectores característicos entre SAP2000 y MIDAS CIVIL, se obtienen los siguientes valores para los primeros tres modos de vibrar, para el diseño elástico (espectro elástico $Q=1$):

Tabla 4.2. Comparación de periodos para el diseño en base al espectro elástico, entre SAP2000 y MIDAS CIVIL.

MODO	PERIODOS T(s)		DESCRIPCIÓN
	SAP2000	MIDAS CIVIL	
1	0.289	0.289	MODO LONGITUDINAL
2	0.285	0.285	MODO TRANSVERSAL
3	0.06	0.06	MODO TORSIONAL

DISEÑO CON ESPECTRO ELÁSTICO Y CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES

Según el diseño mediante el análisis con el espectro de diseño transparente mostrado en la Figura 4.5, en base a las consideraciones hechas mencionadas anteriormente, se obtienen las secciones con su refuerzo longitudinal para las pilas extremas mostradas en la Figura 4.6, así como para la pila interna Figura 4.7. En la Tabla 4.3, se muestran las cantidades de acero de refuerzo usado en las secciones de las pilas externas e internas.

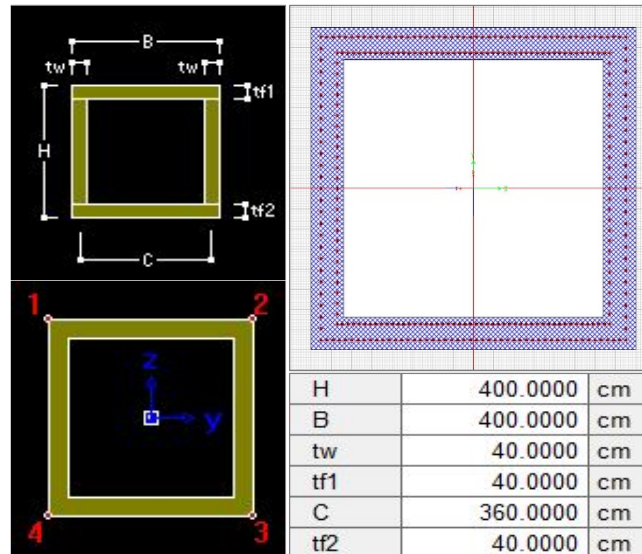


Figura 4.6. Sección y refuerzo longitudinal de pilas extremas.

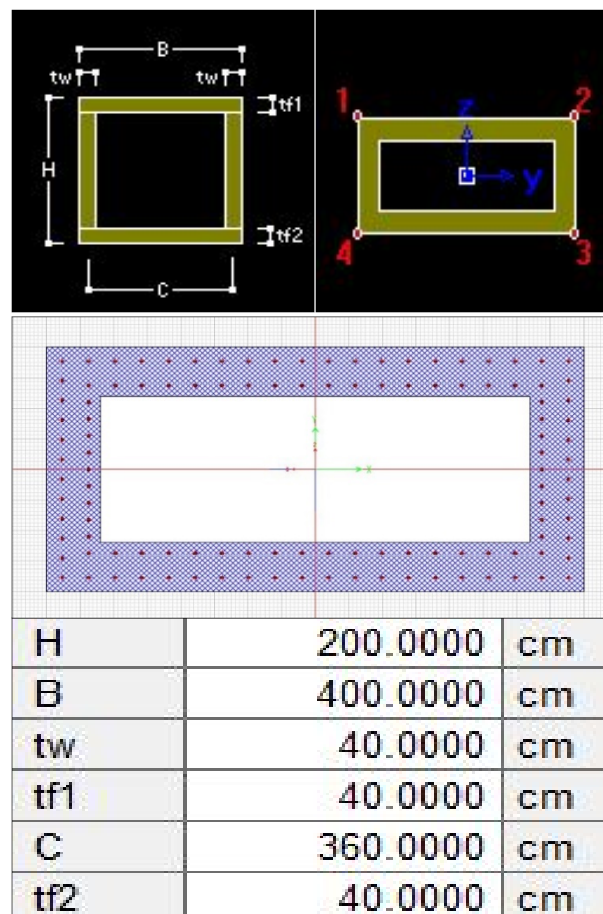


Figura 4.7. Sección y refuerzo longitudinal en pila central.

Tabla 4.3. Refuerzo longitudinal para las pilas del puente (diseño elástico).

	# Varilla	Cuantía (%)	Cantidad total
externa	10	4	300
interna	8	1.4	114

De las secciones anteriores se obtienen sus diagramas de interacción, sin factores de reducción, considerando el modelo de Mander no confinado, para obtener las características de las articulaciones plásticas. Los diagramas de interacción para las pilas externas se muestran en la Figura 4.8, para la dirección longitudinal; y en la Figura 4.9 para la dirección transversal del puente. Para la pila interna se muestra en la Figura 4.10 para la dirección longitudinal, de la misma forma en la Figura 4.11 para la dirección transversal del puente.

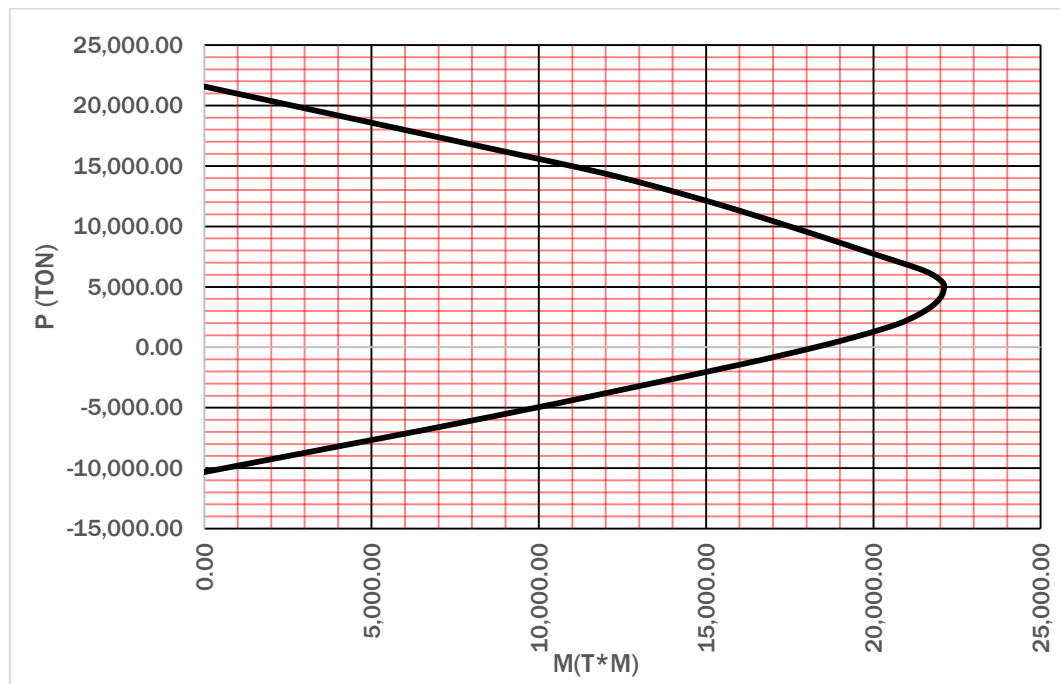


Figura 4.8. Diagrama de interacción para las pilas externas en la dirección longitudinal del puente.

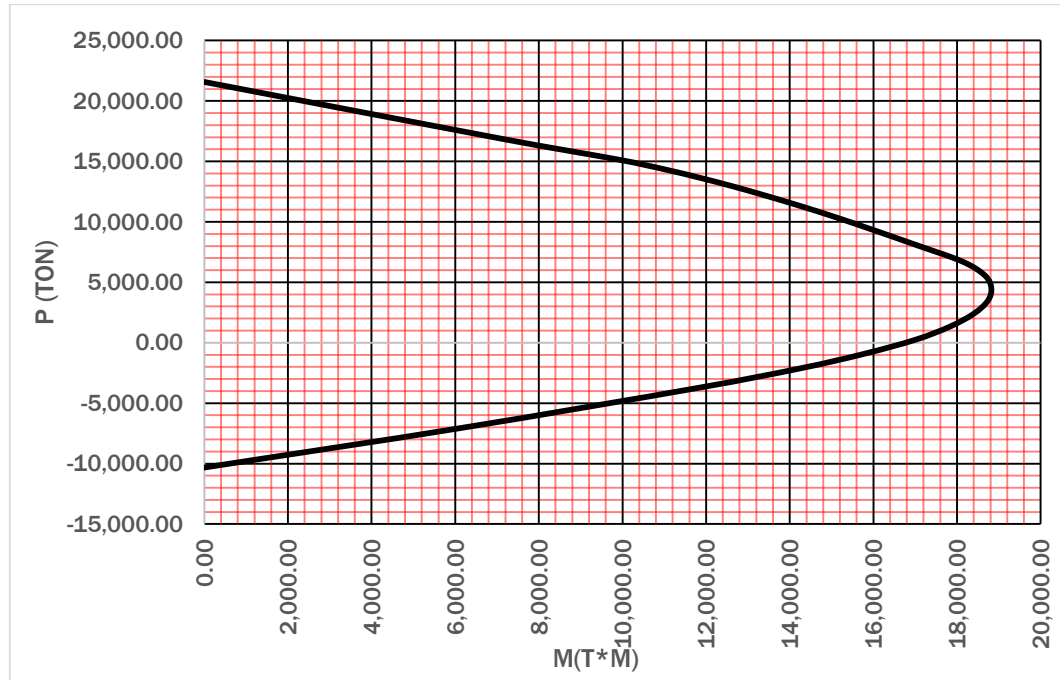


Figura 4.9. Diagrama de interacción para las pilas externas del puente en su dirección transversal.

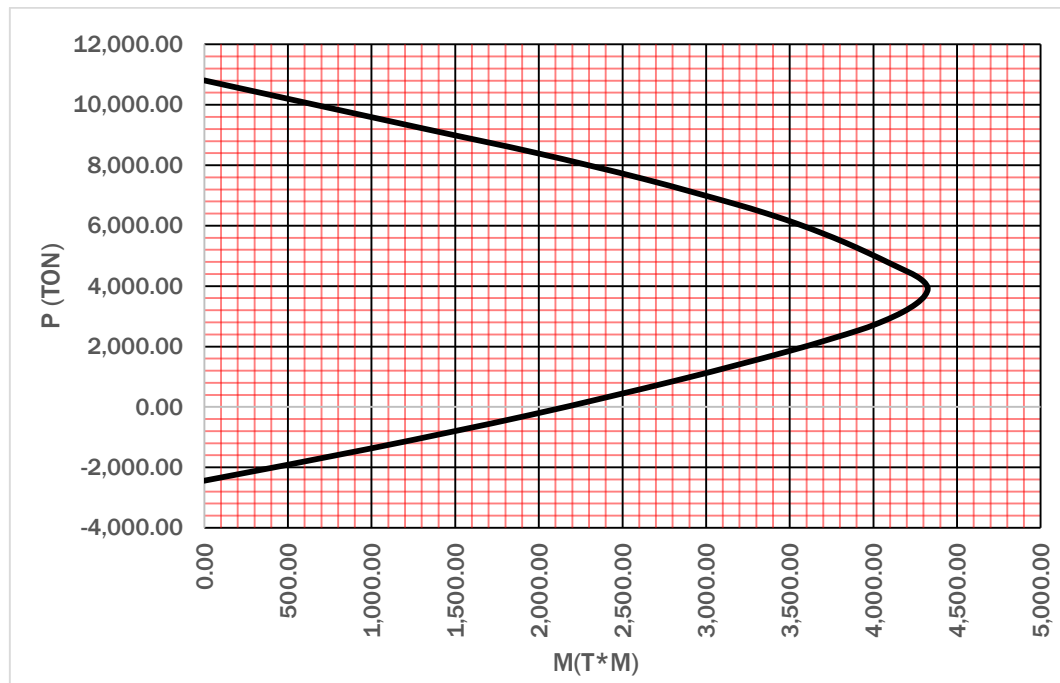


Figura 4.10. Diagrama de interacción de la pila interna en la dirección longitudinal del puente.

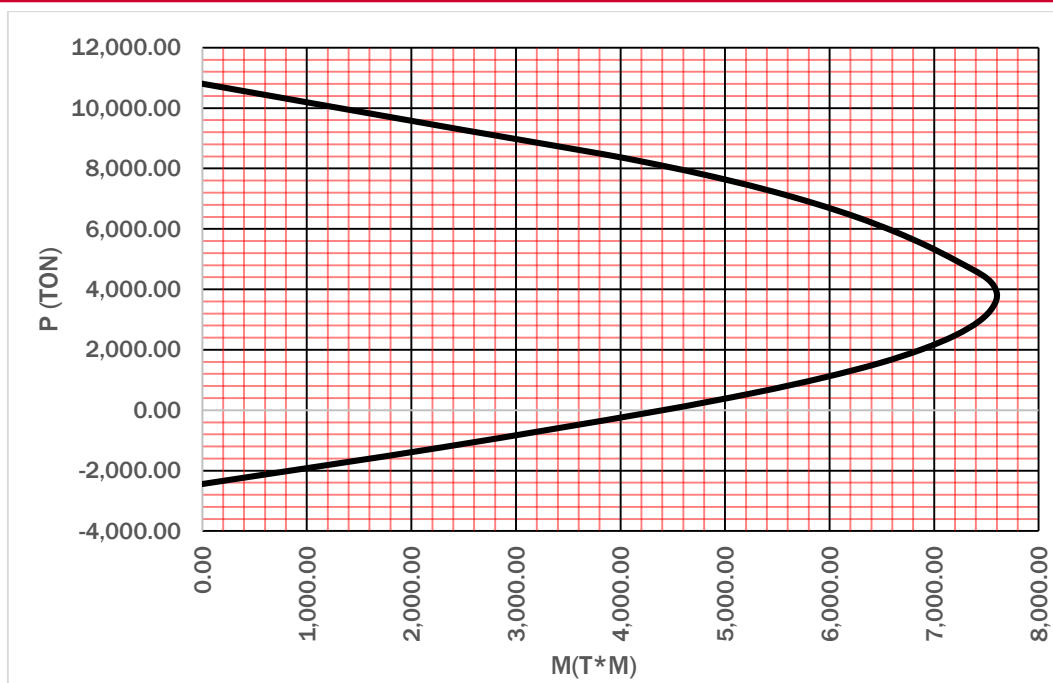


Figura 4.11. Diagrama de interacción de la pila interna en la dirección transversal del puente.

CURVAS DE CAPACIDAD Y CAPACIDAD DE DUCTILIDAD

Con los datos anteriores se obtienen las curvas de capacidad del puente mediante un análisis pushover en su dirección longitudinal y transversal, tanto en MIDAS CIVIL como en SAP2000, con sus respectivos límites de desempeño según el FEMA 356 (FEMA, P., 2000), para su comparación. En la Figura 4.12, se muestra la comparación de las curvas de capacidad entre SAP2000 y MIDAS CIVIL, para la dirección longitudinal del puente; y en la Figura 4.13, para su dirección transversal.

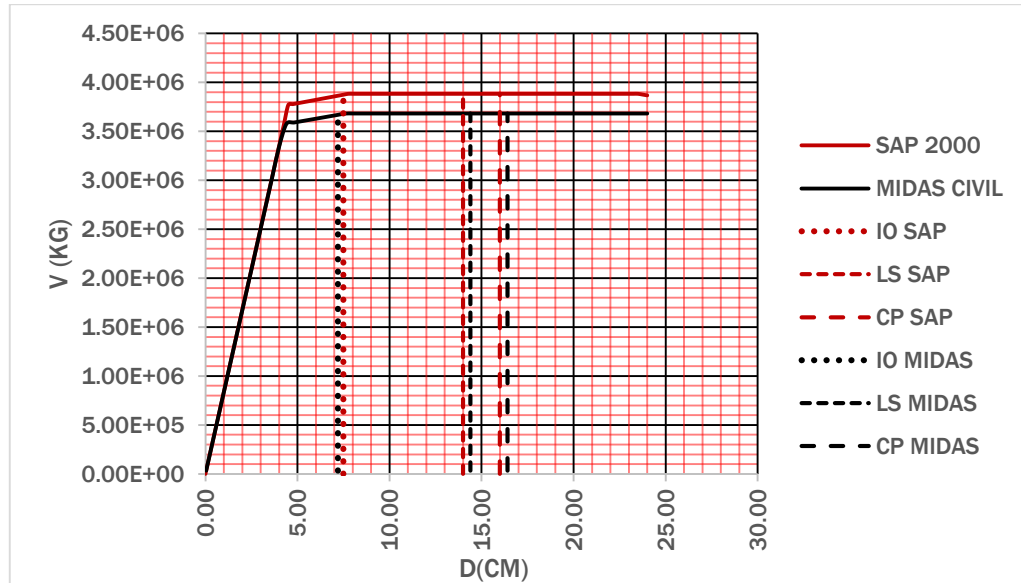


Figura 4.12. Comparación de curvas de capacidad entre SAP2000 y MIDAS CIVIL.
Dirección longitudinal.

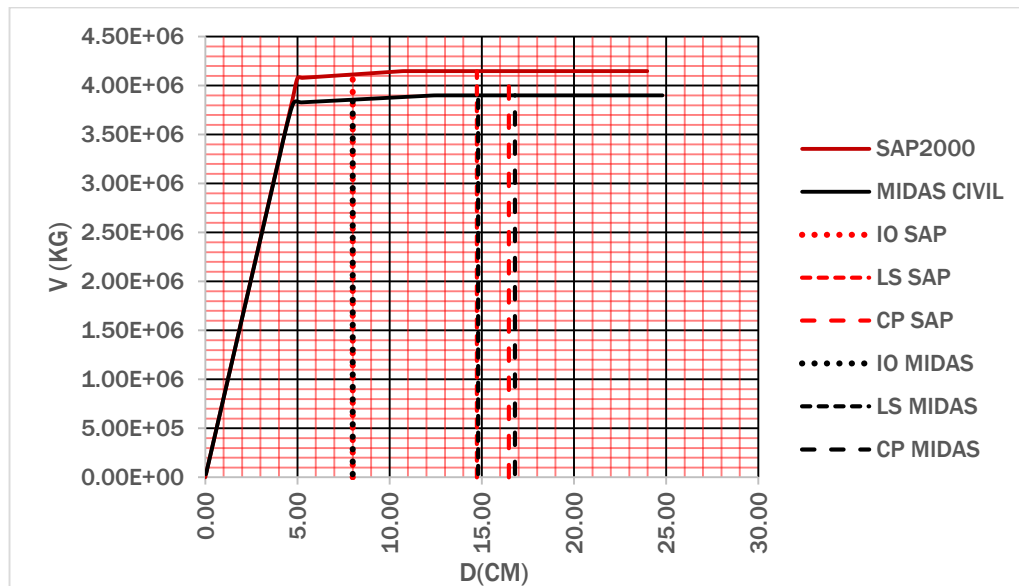


Figura 4.13. Comparación de curvas de capacidad entre SAP2000 y MIDAS CIVIL.
Dirección transversal.

De las curvas de capacidad anteriores se determinaron las ductilidades del puente, en las dos direcciones de análisis (longitudinal y transversal), tanto para MIDAS CIVIL como para SAP2000. En la Tabla 4.4 y Tabla 4.5, se muestran las comparaciones de ductilidades entre SAP2000 y MIDAS CIVIL, en la dirección longitudinal y transversal correspondientemente.

Tabla 4.4. Comparación de ductilidades entre SAP2000 y MIDAS CIVIL, para la dirección longitudinal del puente.

SAP2000			MIDAS CIVIL			
Uy ²²	Uu ²³	DUCTILIDAD	Uy	Uu	DUCTILIDAD	
5.00	16.475	3.3	4.4	16.800	3.8	CP ²⁴
5.00	14.725	2.9	4.4	14.800	3.4	LS ²⁵
5.00	8.000	1.6	4.4	8.000	1.8	OI ²⁶

Tabla 4.5. Comparación de ductilidades entre SAP2000 y MIDAS CIVIL, para la dirección transversal del puente.

SAP2000 V18			MIDAS CIVIL			
Uy	Uu	DUCTILIDAD	Uy	Uu	DUCTILIDAD	
4.50	16.00	3.6	4.00	16.40	4.1	CP
4.50	14.00	3.1	4.00	14.40	3.6	LS
4.50	7.50	1.7	4.00	7.20	1.8	OI

DISEÑO CON ESPECTRO REDUCIDO POR Q Y CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES

En función de las ductilidades anteriores se rediseñan las pilas del puente, reduciendo el espectro de diseño transparente con las ductilidades obtenidas; en este caso se usó $Q=4$ para las dos direcciones, Figura 4.14, dando las secciones de la Figura 4.3 y Figura 4.4. El refuerzo longitudinal para dichas secciones se muestra en la Figura 4.15; para las pilas extremas y en la Figura 4.16; para la interna. Las cantidades de acero de refuerzo para las secciones de las pilas se pueden observar en la Tabla 4.6.

²² Uy es el desplazamiento donde se produce la primera fluencia del puente.

²³ Uu es el desplazamiento último según los límites de desempeño del FEMA 356

²⁴ Límite de desempeño correspondiente a Prevención del Colapso según el FEMA 356.

²⁵ Límite de desempeño correspondiente a Seguridad de Vida según el FEMA 356.

²⁶ Límite de desempeño correspondiente a Ocupación Inmediata según el FEMA 356.

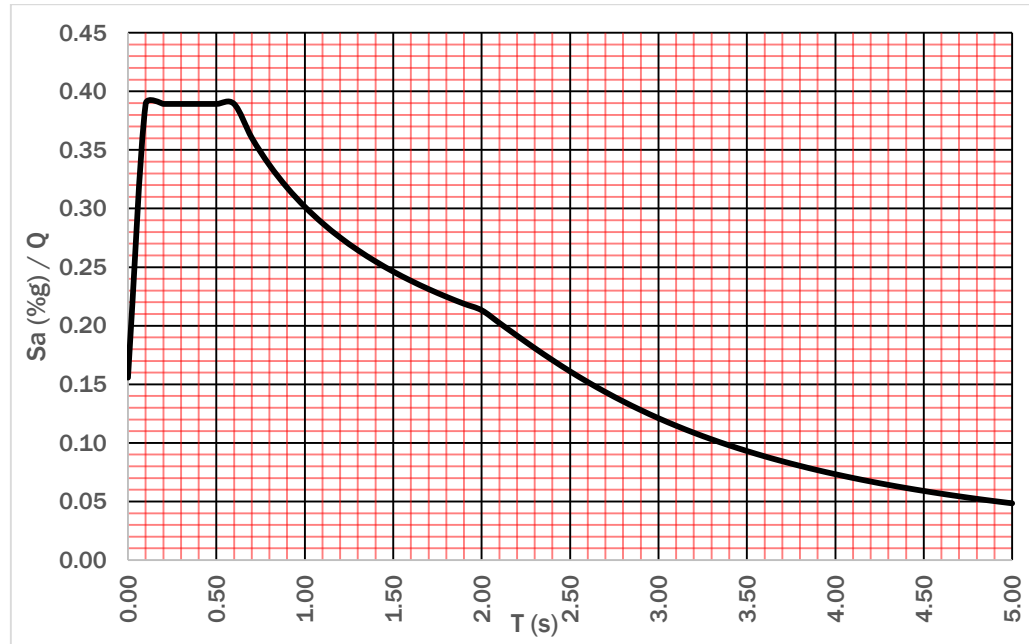


Figura 4.14. Espectro de diseño transparente reducido por $Q=4$.

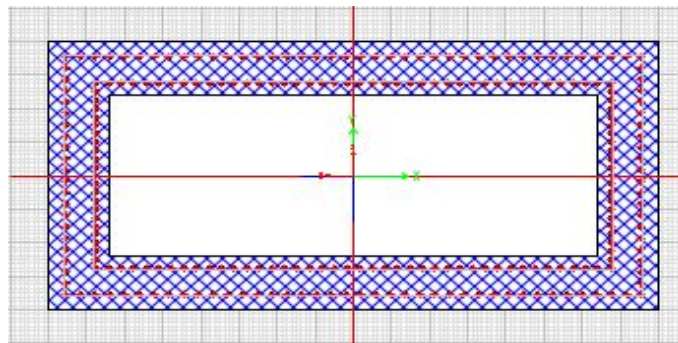


Figura 4.15. Refuerzo longitudinal para las pilas externas.

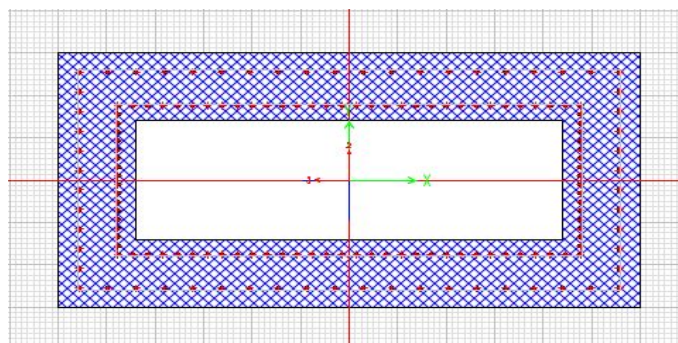


Figura 4.16. Refuerzo longitudinal para la pila central.

Tabla 4.6. Cantidad de acero de refuerzo para las pilas del puente (diseño con espectro reducido por Q).

	# Varilla	Cuantía (%)	Cantidad total
externa	8	3	246
interna	6	1.5	156

COMPARACIÓN DE PERIODOS RUAUMOKO 3D VS MIDAS CIVIL (DISEÑO ESPECTRO REDUCIDO POR Q)

En la Tabla 4.7 se muestra la comparación de los periodos resultantes del análisis de valores y vectores característicos para los modos fundamentales en la dirección longitudinal y transversal del puente entre MIDAS CIVIL y RUAUMOKO 3D, para el rediseño de las pilas con el espectro de diseño transparente reducido por ductilidad.

Tabla 4.7. Comparación de periodos entre RUAUMOKO 3D y MIDAS CIVIL.

	PERIODOS T(s)		
MODO	RUAUMOKO 3D	MIDAS CIVIL	DESCRIPCIÓN
1	0.66	0.646	MODO LONGITUDINAL
2	0.409	0.358	MODO TRANSVERSAL

DEMANDA DE DUCTILIDAD

Con los registros sísmicos determinados con el procedimiento indicado al inicio de este capítulo y mostrados en el ANEXO I (REFERENTE AL NL-RHA), además de los diagramas de capacidad de las secciones para cada una de las pilas y considerando un modelo de degradación de Takeda Modificado, se realizó el análisis tiempo historia no lineal (NL-RHA), tanto en MIDAS CIVIL como en RUAUMOKO 3D, para obtener las ductilidades para cada uno de los registros sísmicos.

En la Tabla 4.8 se muestra el resultado de promediar las ductilidades correspondientes a los cinco registros sísmicos usados para la dirección longitudinal.

Tabla 4.8. Comparación de demanda de ductilidad entre MIDAS CIVIL y RUAUMOKO 3D. Para la dirección longitudinal.

	DUCTILIDAD MÁXIMA
RUAUMOKO 3D	3.8
MIDAS CIVIL	3.5

COMPARACIÓN ENTRE CAPACIDAD Y DEMANDA DE DUCTILIDAD

En la Tabla 4.9 se muestra un resumen de la comparación de las ductilidades para el nivel de desempeño de prevención del colapso, entre SAP2000 y RUAUMOKO 3D contra MIDAS CIVIL, en la dirección longitudinal del puente para el pushover y el NL-RHA.

Tabla 4.9. Comparación de ductilidades entre RUAUMOKO 3D y SAP2000 con MIDAS CIVIL, para el nivel de desempeño de prevención del colapso. Dirección longitudinal.

	PUSHOVER (DISEÑO ELÁSTICO)		NL-RHA (DISEÑO CON Q)		
	SAP2000	MIDAS CIVIL	RUAUMOKO 3D	MIDAS CIVIL	
DUCTILIDAD	3.3	3.8	3.8	3.5	CP

Como se ha podido observar a lo largo del desarrollo del análisis de este puente de tipología común, el MIDAS CIVIL entrega buenos resultados comparándolo contra SAP2000 (para el pushover), y contra RUAUMOKO 3D (para el NL-RHA). Cabe mencionar que tanto SAP2000 como RUAUMOKO 3D, han sido validados por varios autores entregando buenos resultados; aquí solo se validó el MIDAS CIVIL contra SAP2000 y RUAUMOKO 3D. Por lo que la técnica de modelado es buena para este caso.

2. PUENTE DE TIPOLOGÍA ESPECIAL “EL CARRIZO”

❖ ACERCA DEL PUENTE

A continuación se presenta de manera formal el puente objeto de este estudio de tesis junto con todas las consideraciones hechas y las aplicaciones de la investigación recabada: el puente de tipología mixta “El Carrizo”.

El puente “El Carrizo” está ubicado en la autopista Durango-Mazatlán Km. 162+720 en México, es considerado el segundo puente más importante de dicha autopista después del puente atirantado “El Baluarte”. Hablando en términos dimensionales “El Carrizo” se sitúa en segundo lugar de la autopista Durango-Mazatlán después de “El Baluarte”, y dentro de los primeros cinco lugares a nivel nacional.

El puente “El Carrizo”, es un puente especial de tipología particular (mixto), combinando dos sistemas en su estructuración: una parte atirantada en base a dovelas de acero; y una parte en base a dovelas de concreto presforzado, las dos partes construidas con el método constructivo de voladizos sucesivos (Free Cantilever Method). En la Figura 4.17 se repite la Figura 1.3, en la que se muestra una vista general del Puente.



Figura 4.17. Vista general de "El Carrizo".

En la Tabla 4.10, se muestran otras características de “El Carrizo”, y en la Tabla 4.11, los materiales usados. En la Figura 4.18, se muestran algunas características geométricas generales del puente.

Tabla 4.10. Otras características de "El Carrizo"

Concepto	Descripción
Longitud total salvada (longitud de barranca)	495 metros
Altura total (desde nivel de desplante hasta parte superior del mástil)	226 metros
Altura de la pila de la parte atirantada	160 metros
Altura de la torre o mástil	60 metros
Altura de la pila en la parte de las dovelas de concreto (aprox.)	50 metros
Longitud claro principal	217 metros
ancho total del puente	18.4 metros
Numero de calzadas	2
Ancho de calzada	8.25 metros
Número total de carriles	4

Tabla 4.11. Materiales usados.

Material	f' c o fy (kg/cm ²)
Concreto (resistencia a los 28 días)	de 150 a 350
Concreto (resistencia rápida 80% a 12 hrs.)	350
Total de concreto usado	12,750 m ³
Acero de refuerzo	4200
Acero Estructural A-709 grado 50	3515
Acero de presfuerzo de baja relajación	19600

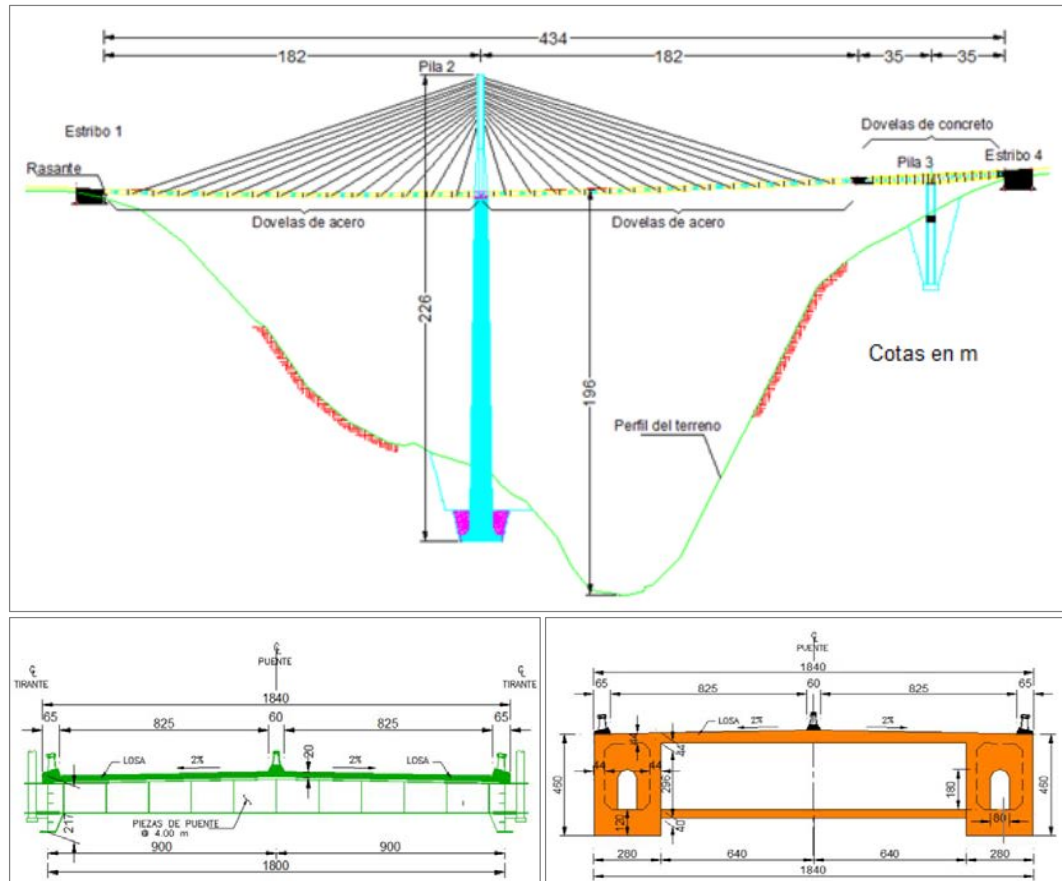


Figura 4.18. Características geométricas generales del puente: dovelas de acero, parte inferior izquierda; dovelas de concreto, parte inferior derecha (Gómez Martínez, y otros, 2014).

Como se mencionó al principio de la investigación el puente analizado en MIDAS CIVIL (MIDAS, I, 2015), se modeló en base a los planos estructurales proporcionados amablemente por JESA INGENIERÍA S. A. de C. V. (2014), siendo intermediaria la SCT; y no se realizó algún tipo de consulta externa hacia alguna de estas instituciones, por lo que en varias partes del estudio se tomaron decisiones que probablemente no sean las que se tomaron en cuenta originalmente. El modelo del puente se realizó explícitamente en 3D para tratar de captar de la mejor forma el comportamiento particular de este tipo de puentes y el efecto que este tiene en la ductilidad de sus pilas y torre, como se recomienda para este tipo de puentes. En la Figura 4.19, se muestra una vista general del modelo de “El Carrizo” en MIDAS CIVIL.

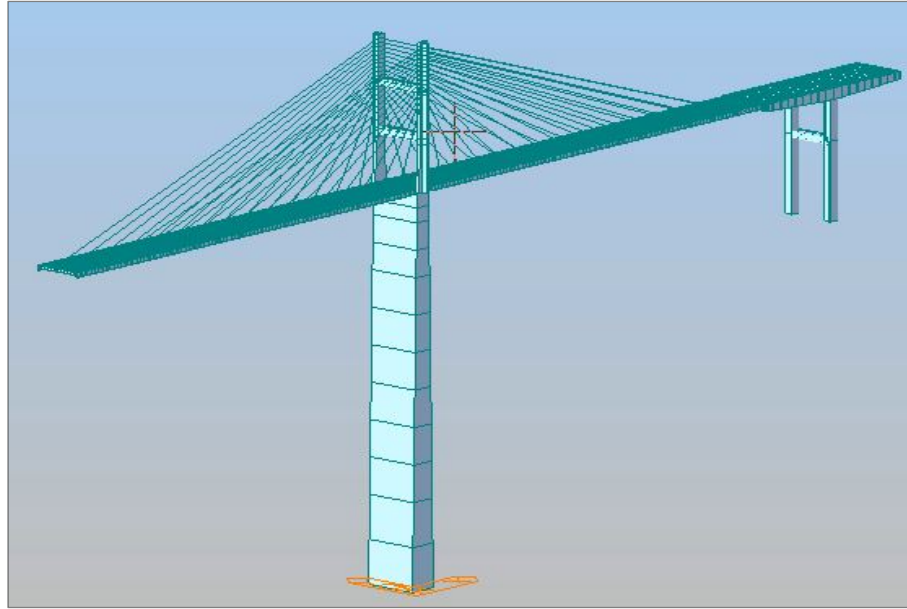


Figura 4.19. Geometría general de "El Carrizo", En MIDAS CIVIL.

❖ CONSIDERACIONES REALIZADAS

Consideraciones hechas o decisiones tomadas:

- Se decidió tomar la pretensión de los tirantes proporcionada en los planos estructurales, por considerarse racional; debido a que son las pretensiones obtenidas del proyecto original, además de que no se ha realizado aquí un análisis del control geométrico del tablero del puente.
- En el estudio los únicos elementos de interés son las pilas y la torre (mástil) del puente. Por lo que no se realizó un análisis de control geométrico del tablero u otro análisis relacionado con los otros elementos principales (tablero y tirantes), estos elementos se modelaron con las características racionales de los planos estructurales y se mantuvieron invariantes en el estudio.
- Se consideró un método constructivo de voladizos sucesivos de las dos partes del puente, para el análisis de etapas constructivas.
- No se modeló el cabezal de la pila en la parte atirantada y se supuso que la sección de la pila llegaba hasta la parte superior donde concurren pila, torre y tablero.
- No se consideró el presfuerzo en los elementos del puente.

- Se tomó el espectro de diseño transparente del PRODISIS del Manual de Obras Civiles del 2008 por sismo (de Obras Civiles, M. D. D, 2008), para caracterizar el peligro sísmico en la ubicación del puente.
- Tanto en el diseño como en el análisis de los elementos de interés (pilas y torre), bajo cargas sísmicas o de viento, se usan las recomendaciones de la AASTHO LRFD (AASHTO, 2012), con las condiciones “adaptadas” para la zona de interés en la República Mexicana, como el riesgo sísmico y las características del viento. Así como en el análisis de carga móvil; el tipo de camiones y los factores de modificación usados como el factor de carriles múltiples, etc.
- Para etapas constructivas se usó el espectro de diseño transparente tomando en cuenta el cien por ciento de las ordenadas espectrales, aunque se podría usar una reducción del espectro. Se realizó esto debido a que la zona de riesgo sísmico del puente no es de tanta intensidad ubicándose en una zona B, como se muestra en la Figura 4.32 (de Obras Civiles, M. D. D, 1993), además al hacer esto se puede considerar que la construcción del puente tardara el tiempo suficiente como para que se presente el sismo de diseño.

Características de interés modeladas:

- La unión entre los dos puentes se modelo liberando grados de libertad de manera práctica, únicamente se liberaron los tres grados de libertad rotacionales y se restringieron los tres longitudinales para observar el comportamiento global; aunque la condición real del puente solo restringe los grados de libertad vertical y transversal, en la dirección longitudinal hay una junta de dilatación. Se modelo de esta forma la unión, debido a que no se supo de manera exacta el tipo de junta usada y la rigidez que está presenta para modelarla de manera explícita mediante un resorte con la rigidez adecuada, por lo que se restringido dicho grado de libertad tomándola como rígida; al hacer esto se obtienen resultados del análisis de valores y vectores característicos adecuados comparados con un estudio (Gómez Martínez, y otros, 2014). Para el comportamiento global que es el que nos interesa, se consideró adecuado.
- La condición de apoyo de la torre (mástil)-pila, así mismo la condición de apoyo del tablero-pila se consideró empotrada, según la información de los planos.

❖ CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES USADAS PARA LOS ANÁLISIS

Tanto la sección de la pila que soporta la parte atirantada, como las piernas de su torre son de sección variable en la altura. Las características de la sección inferior consideradas para los análisis de la pila, así como su distribución de acero de refuerzo longitudinal se muestran en la Figura 4.22 y para su sección superior en la Figura 4.23. En la Figura 4.24, se muestran para la sección inferior de las piernas del pilón y en la Figura 4.25, para su sección superior. En la Figura 4.26, para los travesaños de la torre. En la Figura 4.20 se muestra la geometría general de la parte atirantada.

El tablero de la parte atirantada se modelo con secciones “T” en acero estructural de diferentes características según los planos estructurales, para las vigas principales longitudinales, así como para las transversales, para formar las 15 dovelas por cada lado de la parte atirantada más la dovela sobre pila; la losa de la cubierta de concreto reforzado con espesor de 20 cm. Solo se muestra información gráfica de las secciones de interés en el estudio. En la Figura 4.21, se pueden apreciar los otros elementos modelados.

Los 56 tirantes que soportan el tablero de la parte atirantada se forman por torones de 15 mm, y varían en los tirantes de 22 (cerca de la torre) a 43 (en el extremo); para formar diámetros equivalentes aproximadamente de 7cm a 10cm respectivamente.

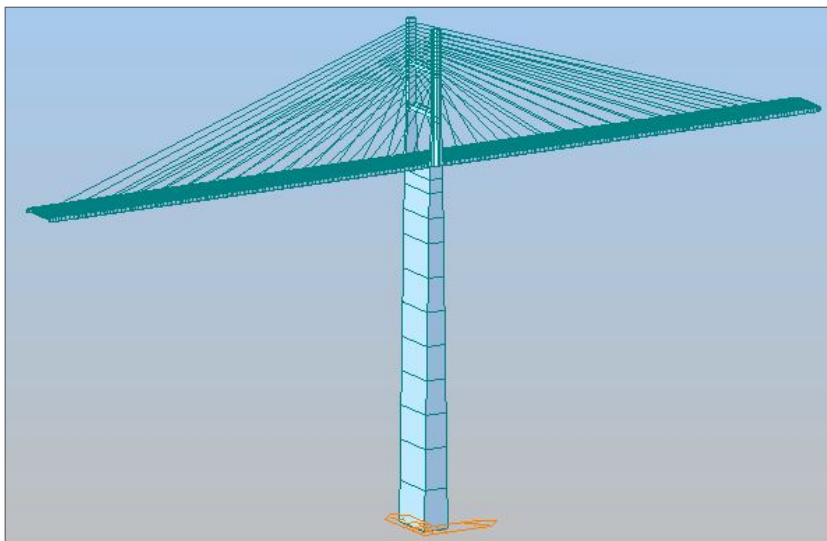


Figura 4.20. Geometría general de la parte atirantada.

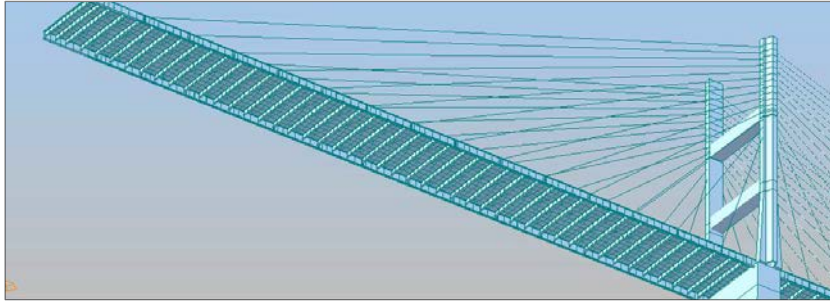


Figura 4.21. Vista de otros elementos modelados en la parte atirantada.

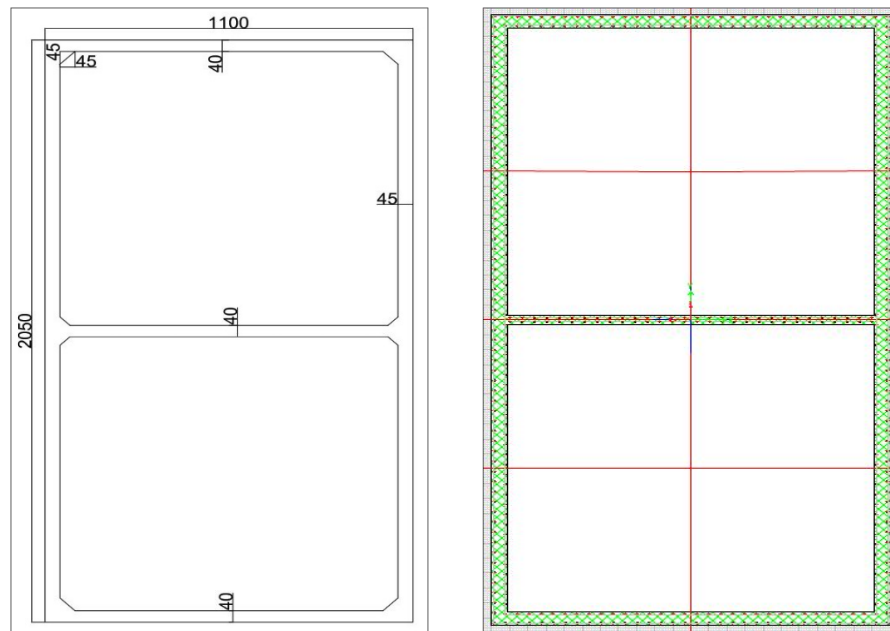


Figura 4.22. Dimensiones y distribución de refuerzo de la sección inferior de la pila en el tramo atirantado.

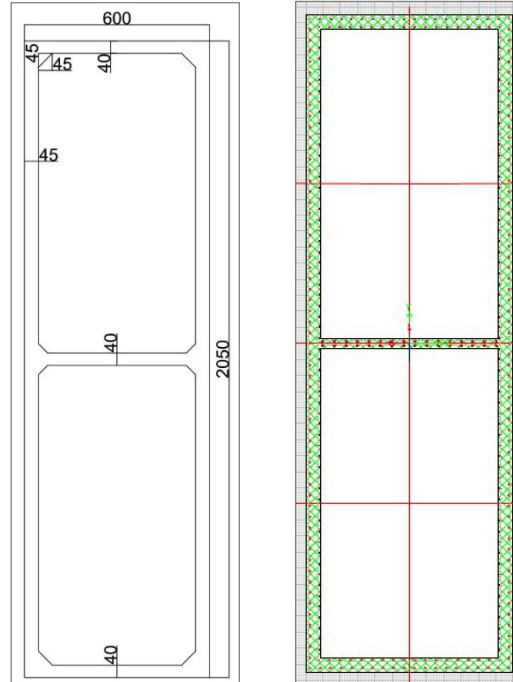


Figura 4.23. Dimensiones y distribución de refuerzo de la sección superior de la pila en el tramo atirantado.

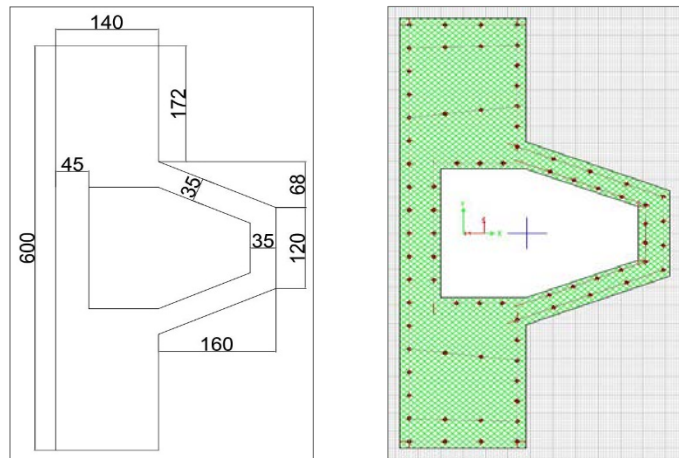


Figura 4.24. Dimensiones y distribución de refuerzo de la sección inferior de las piernas de la torre en el tramo atirantado.

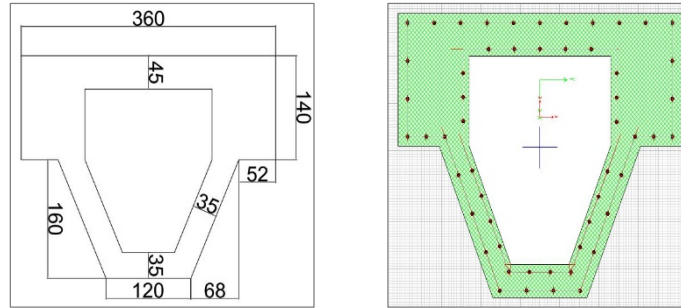


Figura 4.25. Dimensiones y distribución de refuerzo de la sección superior de las piernas de la torre en el tramo atirantado.

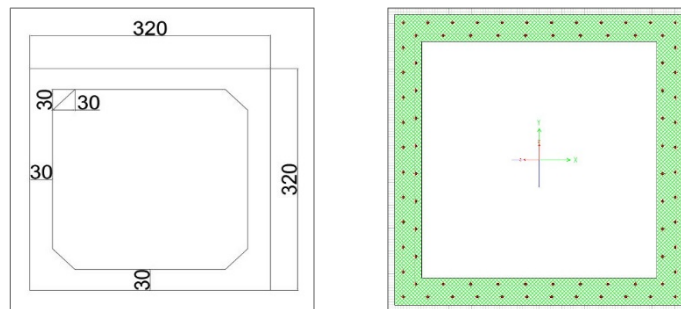


Figura 4.26. Dimensiones y distribución de refuerzo de la sección de los travesaños de la torre en el tramo atirantado.

La parte de las dovelas de concreto presforzadas consta de 8 dovelas por cada lado más la dovela sobre pila coladas in situ mediante cimbra móvil y trabes “I” transversales de acero estructural. Con una losa de concreto reforzado de 20 cm de espesor. En la Figura 4.27, se muestra la vista general del modelo para la parte de las dovelas de concreto presforzadas y en la Figura 4.28, se pueden observar los otros elementos modelados para esta parte del puente.

Las características geométricas y distribuciones de acero de refuerzo longitudinal en las secciones transversales, se muestran en la Figura 4.29 para las piernas de la pila; en la Figura 4.30, para el travesaño inferior; y en la Figura 4.31, para el travesaño superior. Solo se muestran las características gráficas de los elementos de interés.

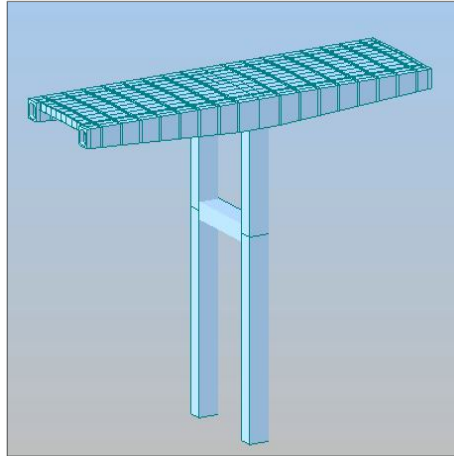


Figura 4.27. Vista general del modelo en MIDAS CIVIL de la parte de las dovelas de concreto presforzadas.

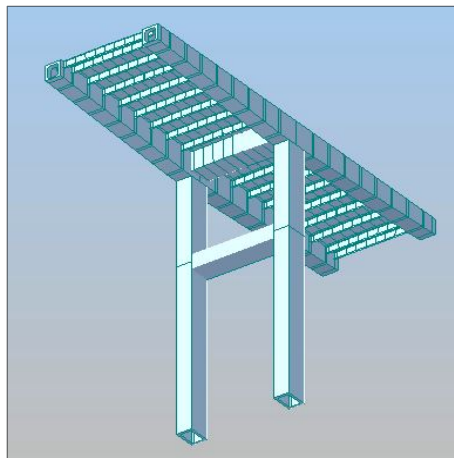


Figura 4.28. Vista que muestra otros elementos modelados de la parte de las dovelas de concreto presforzadas.

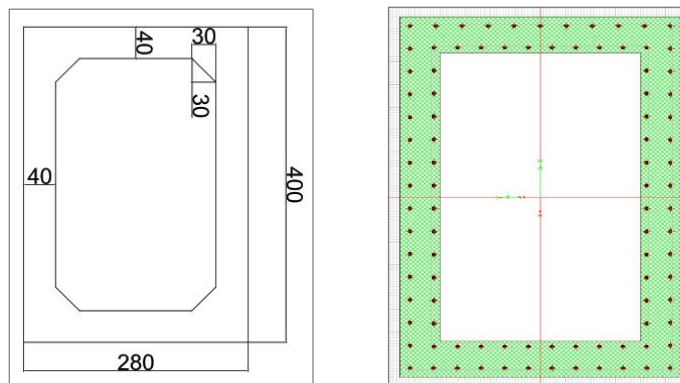


Figura 4.29. Dimensiones y distribución de refuerzo de las piernas de la pila del tramo de las dovelas de concreto.

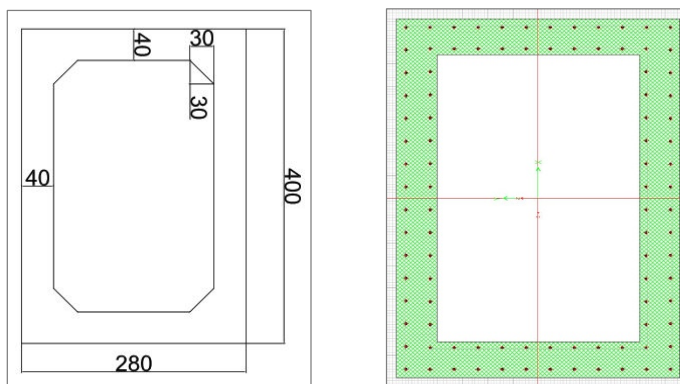


Figura 4.30. Dimensiones y distribución de refuerzo del travesaño inferior en la pila del tramo de las dovelas de concreto.

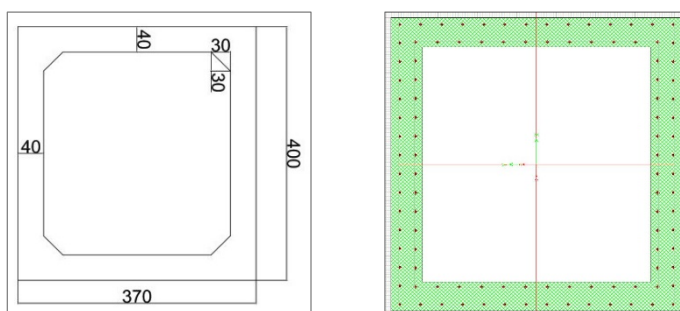


Figura 4.31. Dimensiones y distribución de refuerzo del travesaño superior en la pila del tramo de las dovelas de concreto.

En la Tabla 4.12, se muestran las cantidades de acero de refuerzo consideradas en los análisis, así como la resistencia a compresión del concreto usado para las distintas secciones correspondientes a los elementos de interés, según los planos estructurales.

Tabla 4.12. Cantidad de acero de refuerzo y concreto usado en las secciones de interés del puente.

Sección	Acero de refuerzo	f'c (kg / cm ²)	parte del puente
Figura 31	366V#12+60V#8	300	ATIRANTADA
Figura 32	342V#12	350	
Figura 33	77V#12	350	
Figura 34	54V#12	350	
Figura 35	80V#8	350	
Figura 38	96V#12	300	DOVELAS DE CONCRETO
Figura 39	96V#8	300	
Figura 40	104V#8	400	

❖ CARGAS TOMADAS EN CUENTA PARA LOS ANÁLISIS

Las cargas que se presentan a continuación se tomaron tanto para el análisis de la estructuración original del puente, así como para los posteriores rediseños en el análisis paramétrico.

TANTO PARA EL PUENTE CERRADO COMO EN ETAPA CONSTRUCTIVA

Tanto para el puente cerrado como en etapa constructiva se consideraron las siguientes cargas y efectos:

- Pretensión en los tirantes.
- Carga por sismo al cien por ciento de la ordenada espectral tanto para etapa constructiva como cerrado el puente.
- Carga por viento en diferentes ángulos de incidencia (no efectos aeroelásticos).

PUENTE CERRADO

Para los análisis correspondientes al puente ya cerrado se consideraron las siguientes cargas:

- Modelo IMT 66.5 según la SCT (Norma, N, 2001) para la carga viva.
- Peso propio de los elementos estructurales modelados, además de las siguientes:

-Carpeta asfáltica	110 kg/m ²
-Instalaciones	25 kg/m ²
-Guarniciones y parapetos	0.026 kg/m ²
-Sobre Carga Muerta por losa colada en sitio	20 kg/m ²

PUENTE EN ETAPA CONSTRUCTIVA

Para los análisis del puente en etapa constructiva se tomó en cuenta la recomendación de la AASTHO LRFD (AASHTO, 2012) que corresponde con las de la SCT (Manual, M, 2004), mostradas en la Tabla 4.13:

Tabla 4.13. Cargas para etapa constructiva según AASTHO LRFD y SCT.

NOMENCLATURA		DESCRIPCIÓN	VALOR (por cada parte de tablero)	
SCT	AASTHO LRFD		TRAMO ATIRANTADO	TRAMO DOVELAS DE CONCRETO
CM	DC	Peso de la estructura soportada.	Modelado explícito	
DIF	DIFF	Carga diferencial. (2% de la carga permanente aplicada a un voladizo)	57 ton	18 ton
CMA	DW	Carga viva adicional.	Para puente cerrado	
CVC	CLL	Carga viva de construcción debida a los equipos ligeros, al personal operario y a materiales de trabajo.	50 kg/m ² en un lado y 25 kg/m ² en el otro (AASTHO, 2012)	
CE	CE	Equipo de construcción especializado.	125 ton+65 ton (lanzadora de dovelas) + (carga de izaje máxima)	40 ton (cimbra móvil)
			(Trotin, Ladret, & del Olmo, 2015)	
IE	IE	Impacto de los equipos de construcción. (10% del peso izado)	6.5 ton	---
EL	CLE	Carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción.	No se considera debido a que el montaje de las dovelas se realizó solamente con una lanzadora de dovelas.	
U	U	Desequilibrio de los segmentos.	Se considera que los segmentos están totalmente equilibrados, debido al máximo cuidado que se tuvo para no imponer grandes desequilibrios a la pila principal del tramo atirantado.	
VE	WS	Viento sobre la estructura de acuerdo a la sección de la norma correspondiente.	Se considera según la sección de la AASTHO LRFD	
VCE	WE	Viento sobre los equipos de construcción.	No se considera, debido a que solo se usan lanzadoras de dovelas.	
VV	WUP	Viento ascendente sobre el voladizo.	No se considera por que no se está analizando el comportamiento del tablero, además de que esta situación aliviaría las acciones.	
A	A	Peso estático del segmento prefabricado que se manipula.	65 ton	---
LA	AI	Impacto debido a la desconexión accidental de un elemento de la carga A.	65 ton	---
FP	CR	Efectos de flujo plástico del concreto.	Se considera	
C	SH	Efectos de contracción de fraguado.	Se considera	
T	T	Efectos de temperatura debidos a la variación de la temperatura.	No se considera el parámetro en el estudio.	

❖ ANÁLISIS

ESPECTRO DE DISEÑO EN ACELERACIÓN

El puente “El Carrizo” está ubicado en la zona de riesgo sísmico B, según la regionalización sísmica del Manual de Obras Civiles de 1993 (de Obras Civiles, M. D. D, 1993), que corresponde a una zona de sismicidad moderada. Desplantado sobre terreno rocoso. Además se considera como una estructura tipo A ($FI=1.5$), debido a que es considerado una línea clave, por su impacto económico y social. La zona de ubicación se muestra en la Figura 4.32.



Figura 4.32. Ubicación del puente "El Carrizo". En PRODISIS del MOC -Sismo de CFE (de Obras Civiles, M. D. D, 2008).

Al no encontrarse información sobre estudios de riesgo sísmico propiamente para el puente el “El Carrizo”, se decidió caracterizar el riesgo sísmico según el Manual de Obras Civiles del 2008 por Sismo de CFE (de Obras Civiles, M. D. D, 2008). En la Figura 4.33, se muestra el espectro de diseño transparente según el PRODISIS, el espectro corresponde al espectro para estructuras tipo A. En la Figura 4.34, se muestran los espectros determinados de un estudio de riesgo sísmico para el puente “El Baluarte”.

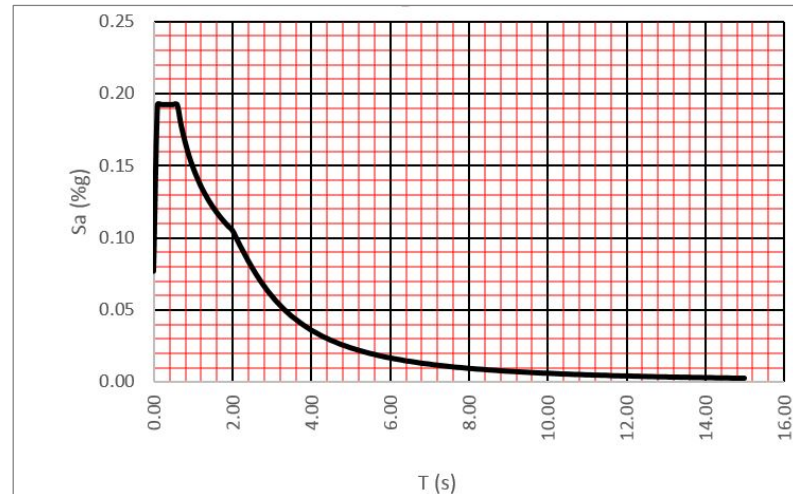


Figura 4.33. Espectro de diseño transparente $Q=1$, estructuras tipo A.

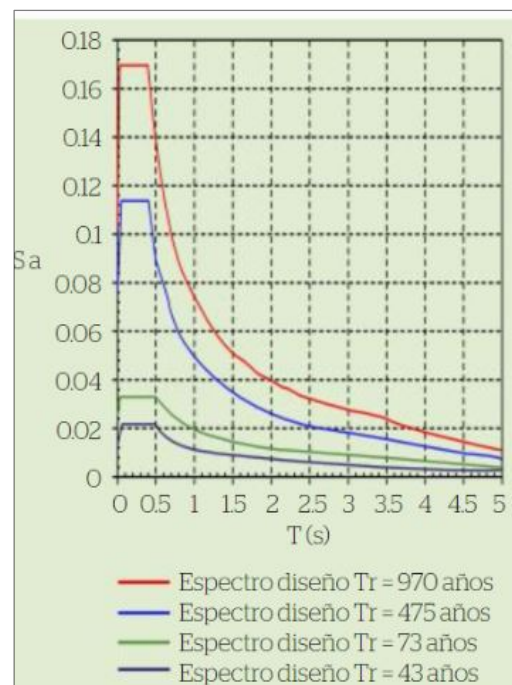


Figura 4.34. Espectros de diseño elástico en base a un análisis de riesgo sísmico para el puente "El Baluarte" (<https://es.scribd.com/document/147639429/Puente-Baluarte-Estudios-y-Proyectos>, s.f.).

Si pudiéramos tomar el riesgo sísmico de "El Baluarte" Figura 4.34, para "El Carrizo", deberíamos tomar el espectro de diseño transparente para el periodo de retorno de 475 años (segundo espectro más intenso de la Figura 4.34), que comparado con el del MOC²⁷-Sismo se puede observar que el ultimo es más intenso incluso que comparado con el correspondiente al del periodo de retorno de 970 años. Se trabajara

²⁷ Manual de Obras Civiles

con el espectro determinado con el MCO-Sismo para ser más intensos en el nivel de excitación ya que aun y con ello se piensa que es muy pequeña la excitación sísmica. Se piensa que el estudio de riesgo sísmico para “El Carrizo” no deberá ser muy distinto al de “El Baluarte”, ya que los puentes están prácticamente en la misma zona.

Para conocer que amortiguamiento estructural aproximadamente tiene la estructura en su dirección longitudinal y transversal se usa la Ec. 4 (consideración de un puente soportado por cables; atirantado), dando un valor alrededor del 1% de la relación de amortiguamiento, este valor se sustituye en la Ec. 17 para obtener el factor de modificación del espectro de diseño transparente que para ese caso da de 1.53. Por lo que se obtiene el espectro de diseño modificado por amortiguamiento para considerar el sistema atirantado mostrado en la Figura 4.35.

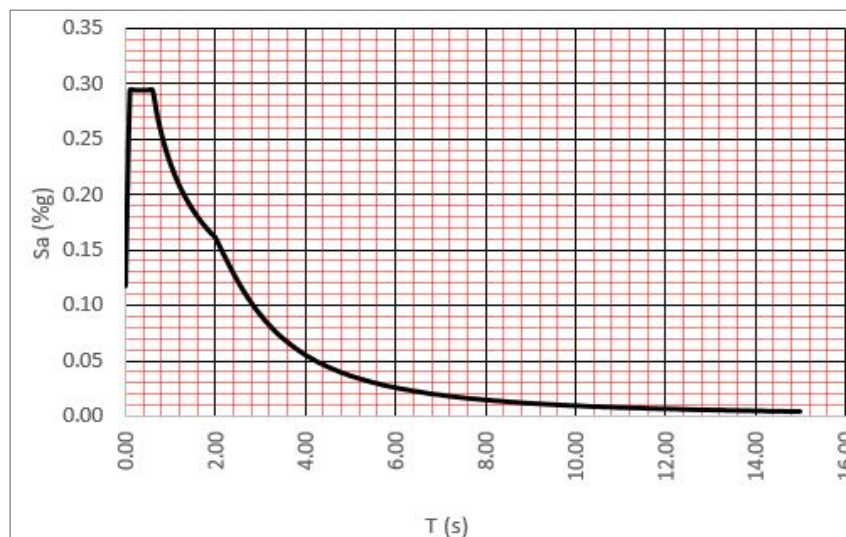


Figura 4.35. Espectro de diseño transparente modificado por factor de amortiguamiento.

El espectro mostrado en la Figura 4.35, es el espectro que se usara en el análisis y rediseño del puente.

COMPARACIÓN DE PERIODOS ENTRE MODELO DE MIDAS CIVIL Y SAP2000 (Gómez Martínez, y otros, 2014)

Según la información presentada a lo largo de esta sección se obtuvieron los valores de los periodos según el análisis de valores y vectores característicos, que se contrastan con los presentados resultado de un modelo en SAP2000 (Schueller, W., 2008), en un artículo acerca de pruebas de vibración hechas a “El Carrizo”, Tabla 4.14 (Gómez Martínez, y otros, 2014). En el mismo estudio presentan resultados de una prueba de vibración ambiental acerca de los periodos del tablero, Tabla 4.15.

Tabla 4.14. Contraste de los resultados del modelo en MIDAS CIVIL contra los presentados en un artículo (Gómez Martínez, y otros, 2014).

(Gómez Martínez, y otros, 2014)			MIDAS CIVIL
Modo	Periodo (s)	Componente	Periodo (s)
1	3.399	Vertical	3.379
2	3.045	Transversal	3.033
3	1.944	Vertical	1.838
4	1.853	Torsión	1.610
5	1.293	Vertical	1.183
6	1.222	Torsión	1.088
7	1.192	Vertical	1.050
8	1.046	Transversal	0.991
9	0.951	Longitudinal	0.927
10	0.876	Vertical	0.868
11	0.865	Torsión	0.793
12	0.823	Torsión	0.773
13	0.804	Longitudinal	0.748
14	0.772	Torsión	0.688
15	0.708	Vertical	0.658

Tabla 4.15. Resultados de los periodos en base a una prueba de vibración ambiental para el tablero de "El Carrizo".

Modo	Componente	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	Vertical	0.29	3.41
2	Transversal	0.34	2.92
3	Vertical	0.78	1.28
4	Transversal	1.03	0.98
5	Longitudinal	1.22	0.82
6	Torsión	1.27 - 1.32	0.76 - 0.79
7	Transversal	1.56	0.64
8	Longitudinal	1.61 - 1.66	0.6 - 0.62
9	Longitudinal	2.05	0.49
10	Torsión	2.44	0.41

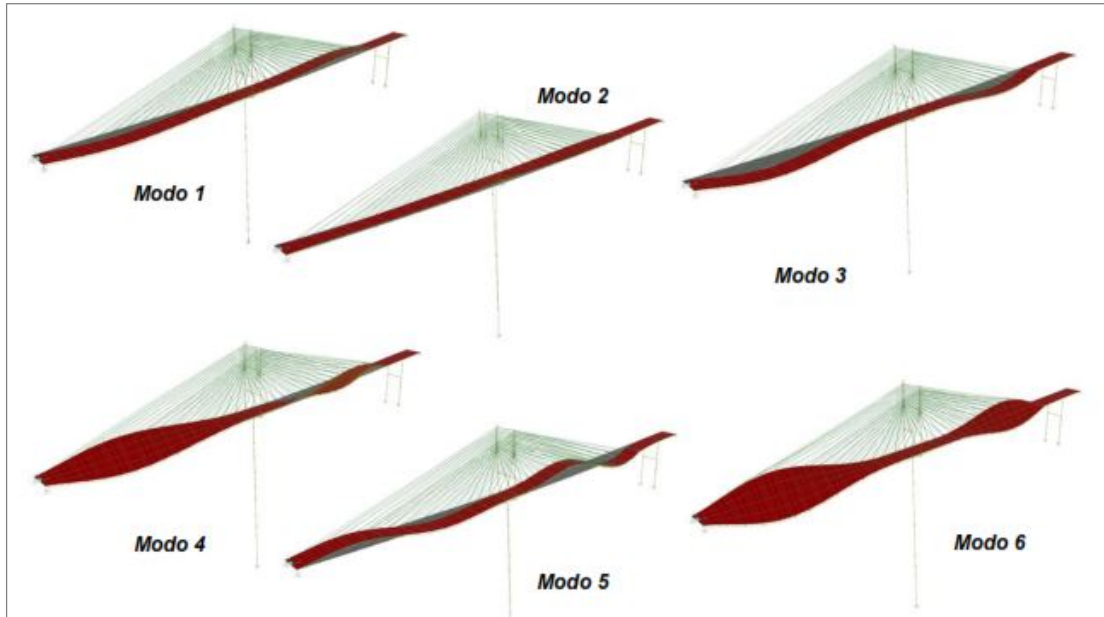


Figura 4.36. Primeras seis formas modales según modelo del estudio (Gómez Martínez, y otros, 2014).

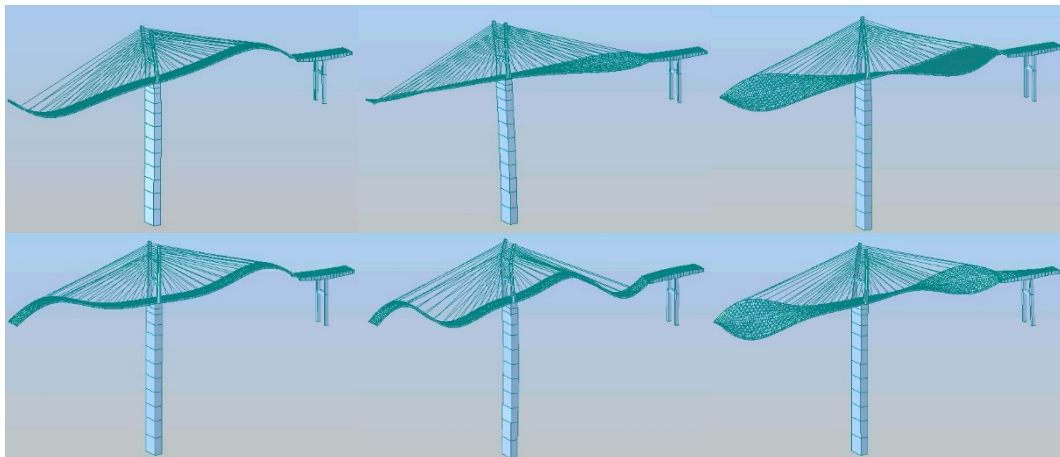


Figura 4.37. Primeras seis formas modales según el modelo de MIDAS CIVIL, correspondientes con la Figura 4.36.

Dadas las consideraciones hechas y el modelado realizado como se puede observar en las comparaciones anteriores vistas en la Tabla 4.14, se concluyó que el modelo en MIDAS CIVIL es aceptable para ser usado en lo que sigue de la investigación. Cabe mencionar que el modelado se realizó varias veces con diferentes propuestas diferentes, pero por alguna razón ciertas propuestas que se consideraron

en su momento más ideales, no contrastaron de la mejor forma con los valores de la Tabla 4.14, encontrados posteriormente al modelo que se tenía en ese momento y se creía que era el más apto, dado que no se contaba con ninguna otra información técnica para validar los resultados obtenidos. Por lo que se tuvo que afinar el modelo hasta llegar a este modelo que se considera el definitivo.

El modelo pasó por varias técnicas de modelado las primeras versiones, se modelaron con elementos tipo placa para las dovelas, así mismo se modelaron los elementos secundarios del tablero (contravientos que ligaban las dovelas), lo cual daba una estructura demasiado flexible. En los modelos posteriores se cambiaron los elementos placa por elementos viga de sección “I”, así mismo se modelaron los elementos secundarios, y se usaron elementos link para ligar entre si las dovelas, este modelo aún se creía flexible comparados con otros sistemas atirantados. Por lo que el siguiente grupo de modelos se realizó de manera más detallada tomando en cuenta secciones “I” combinadas como se determinó de los planos esto incremento la rigidez de la estructura, se siguió conservando los elementos link y los elementos secundarios; hasta aquí los resultados del modelo estaban coherentes comparados con resultados de otros sistemas atirantados por lo que se había tomado este modelo como el más razonable, hasta encontrar el estudio de las pruebas de vibración al puente “El Carrizo” (Gómez Martínez, y otros, 2014), en el cual se observó una gran variabilidad en las formas modales y en sus periodos, esto porque al ligar las dovelas con elementos link, se hizo demasiado rígido el tablero de tal forma que sus formas modales no dominaban en la respuesta del puente como se mostró en el estudio, los modos predominantes estaban en las pilas, por lo que se decidió quitar los elementos link, así mismo los elementos secundarios porque hacían que el modelo no convergiera; realizando estos cambios se obtuvieron los resultados mostrados y comparados en la Tabla 4.14. Así se obtuvo el modelo que se considera el definitivo.

REVISIÓN DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LAS PILAS Y LA TORRE.

Para revisar el diseño ante el riesgo sísmico considerado, se realizó un análisis de espectro de respuesta (Figura 4.35); además se consideró un análisis de viento según la AASTHO LRFD (AASHTO, 2012) con las condiciones de la localización del puente en la República Mexicana; para su estado más crítico considerado (en la última etapa de construcción justamente antes de colocarse las ultimas dovelas de cierre, así como cuando ya se ha cerrado el puente y está en condiciones de servicio). Aquí se realizó el análisis de viento solo para considerar las acciones que este empuje tiene sobre el diseño de los elementos, ya que se piensa que es la componente del viento que más impacta en el diseño por resistencia, en un diseño más formal se debe realizar un modelo a escala y analizarse por túnel de viento para captar los efectos aeroelásticos que pudiesen ocurrir y diseñar el puente contra ellos.

De la Figura 4.38 a la Figura 4.47, se muestran las acciones máximas del sismo y viento consideradas en las diferentes secciones de las pilas y torre del puente, tanto en la dirección longitudinal como en la transversal, para la etapa crítica en la que el puente se encuentra completamente cerrado y en condiciones de servicio. Y de la Figura 4.48 a la Figura 4.57, se muestran las correspondientes a la etapa crítica antes de colocar las dovelas de cierre.

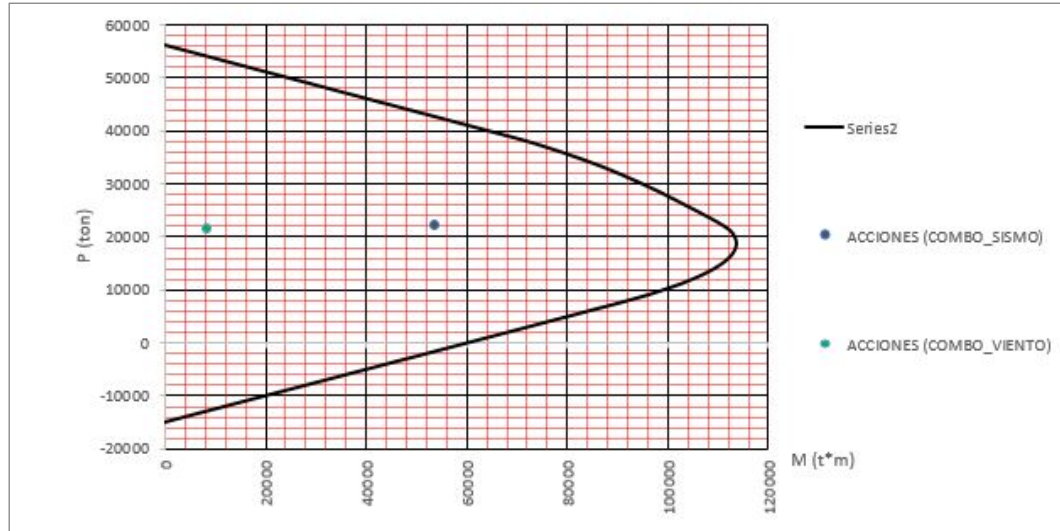


Figura 4.38. Acciones sísmicas y de viento en la dirección longitudinal del puente, en la sección inferior de la pila en la parte atirantada (cerrado el puente).

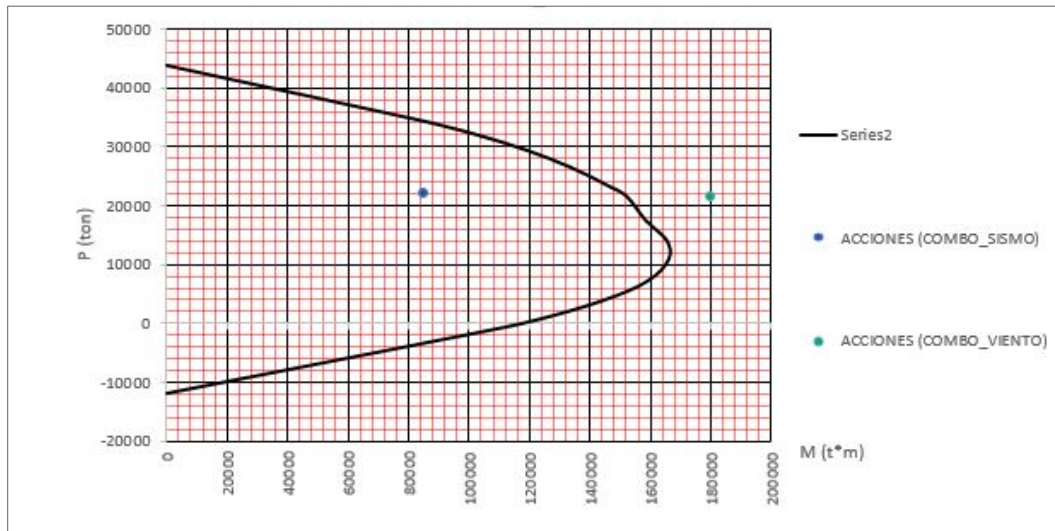


Figura 4.39. Acciones sísmicas y de viento en la dirección transversal del puente, en la sección inferior de la pila en la parte atirantada (cerrado el puente).

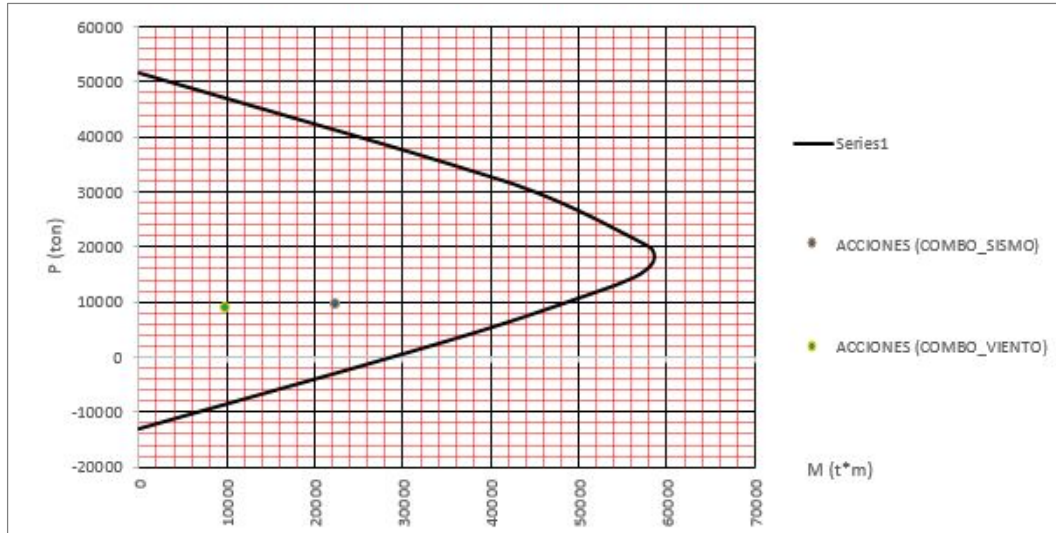


Figura 4.40. Acciones sísmicas y de viento en la dirección longitudinal del puente, en la sección superior de la pila en la parte atirantada (cerrado el puente).

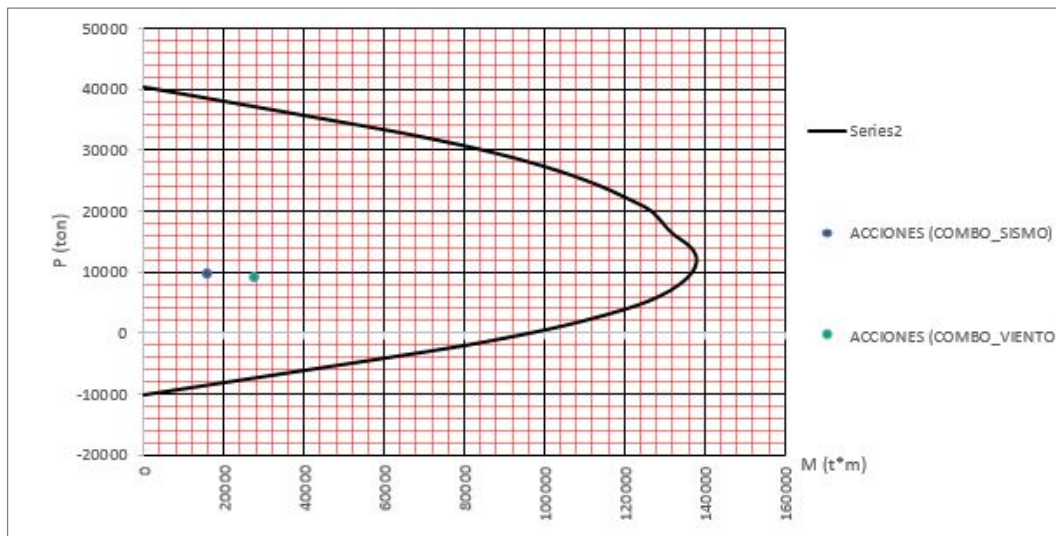


Figura 4.41. Acciones sísmicas y de viento en la dirección transversal del puente, en la sección superior de la pila en la parte atirantada (cerrado el puente).

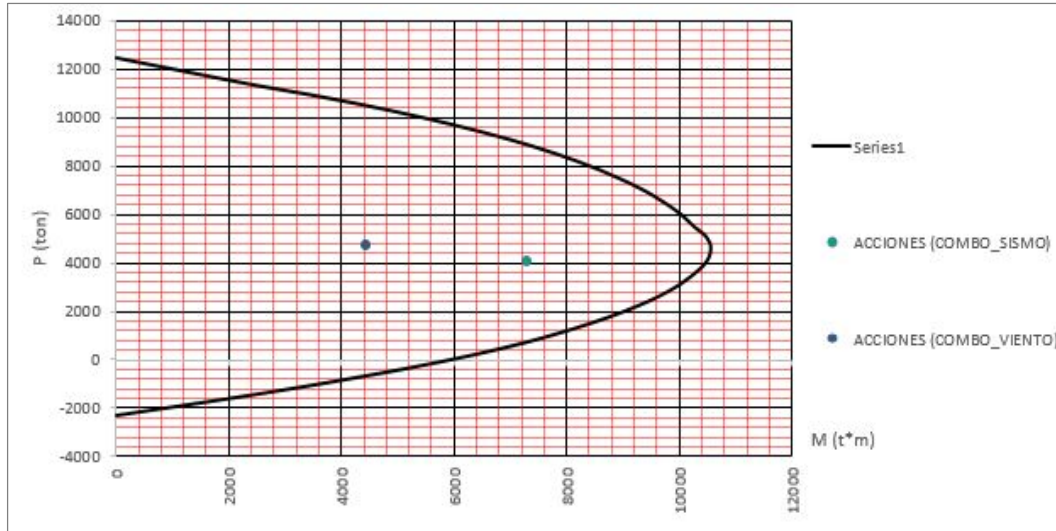


Figura 4.42. Acciones sísmicas y de viento en la dirección longitudinal del puente, en la sección inferior de las piernas de la torre en la parte atirantada (cerrado el puente).

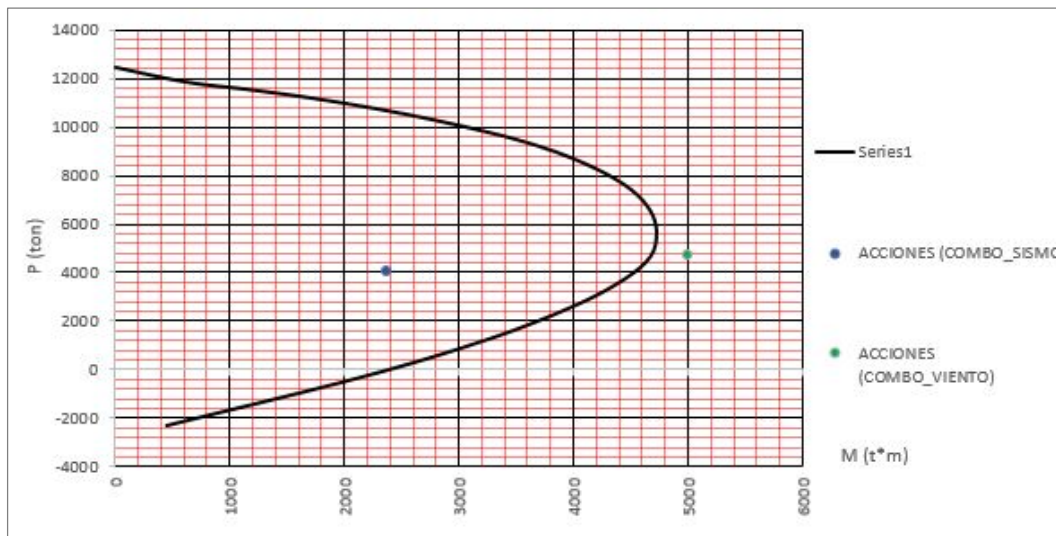


Figura 4.43. Acciones sísmicas y de viento en la dirección transversal del puente, en la sección inferior de las piernas de la torre en la parte atirantada (cerrado el puente).

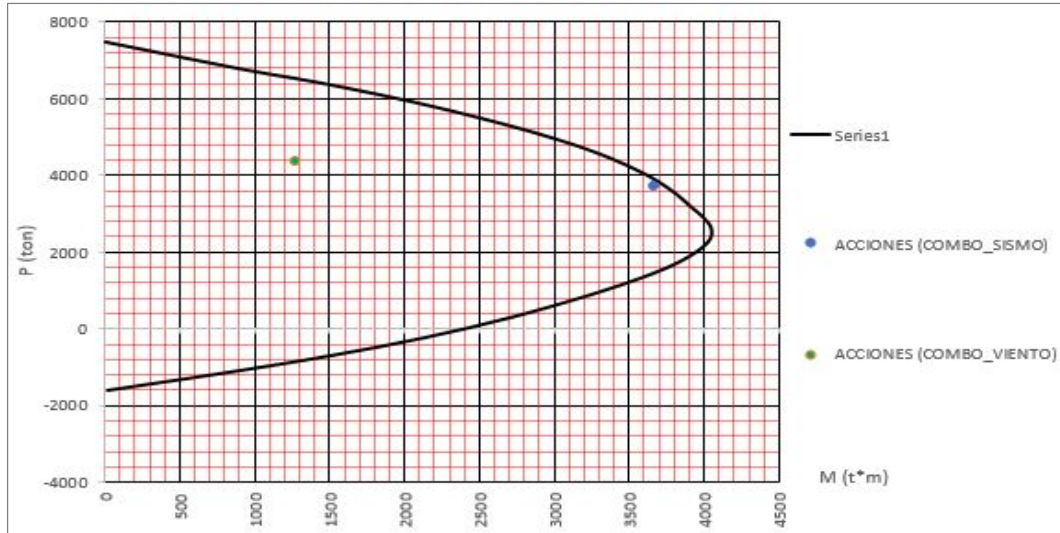


Figura 4.44. Acciones sísmicas y de viento en la dirección longitudinal del puente, en la sección superior de las piernas de la torre en la parte atirantada (cerrado el puente).

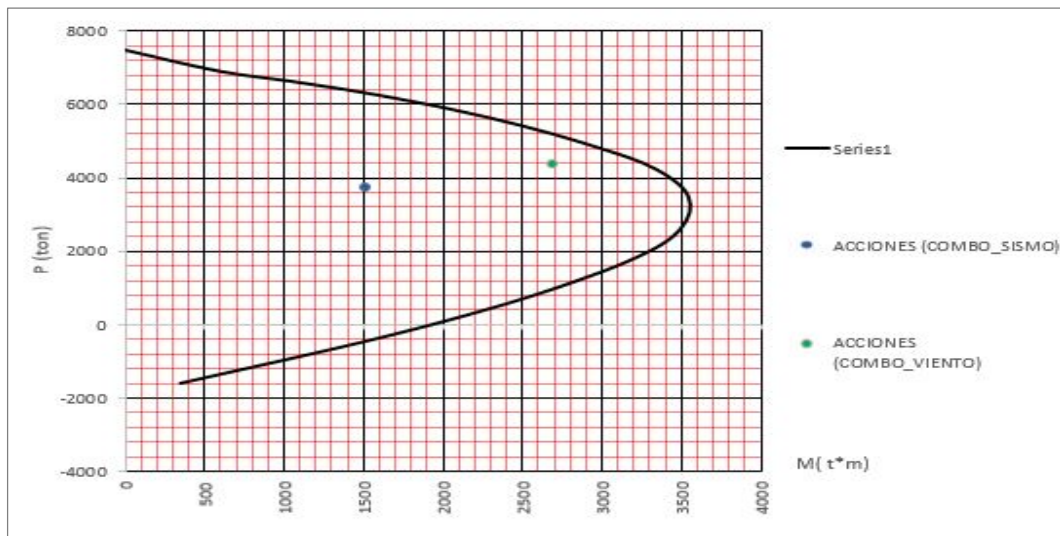


Figura 4.45. Acciones sísmicas y de viento en la dirección transversal del puente, en la sección superior de las piernas de la torre en la parte atirantada (cerrado el puente).

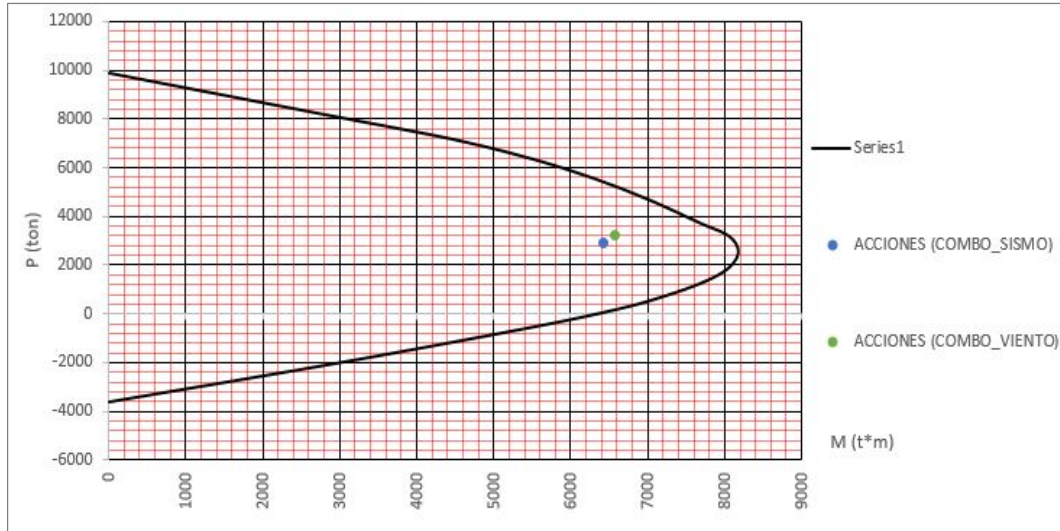


Figura 4.46. Acciones sísmicas y de viento en la dirección longitudinal del puente, en las piernas de la pila en la parte de las dovelas de concreto (cerrado el puente).

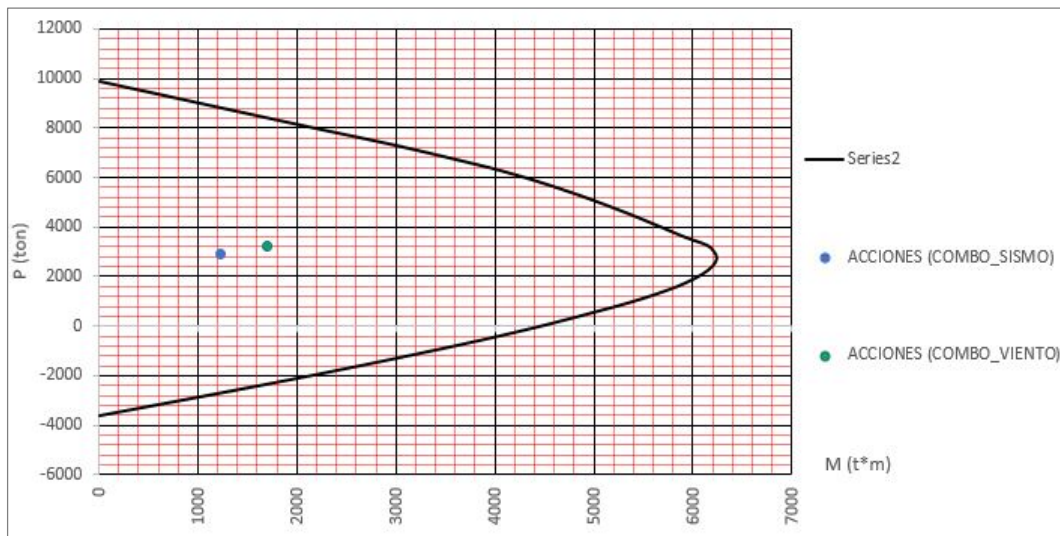


Figura 4.47. Acciones sísmicas y de viento en la dirección transversal del puente, en las piernas de la pila en la parte de las dovelas de concreto (cerrado el puente).

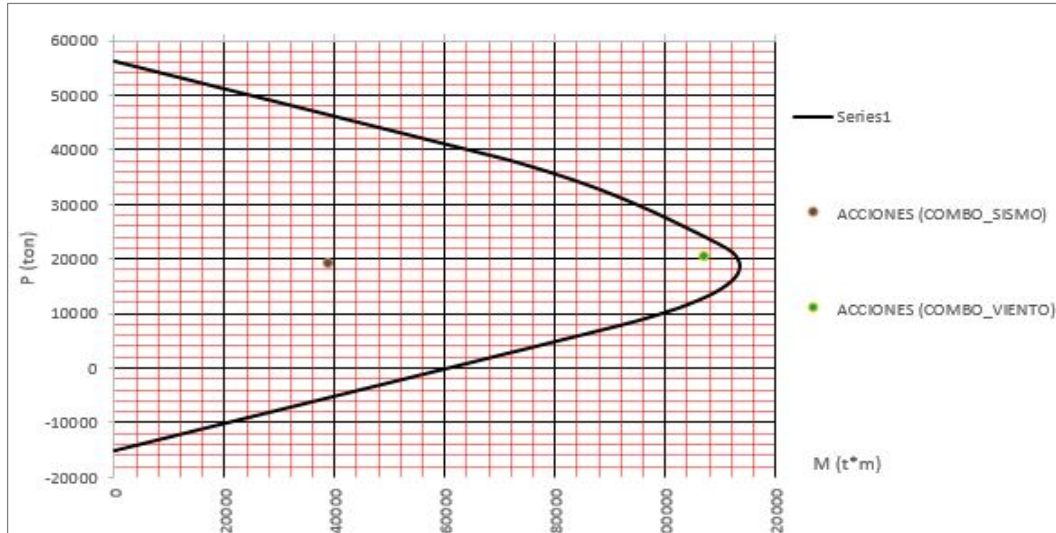


Figura 4.48. Acciones sísmicas y de viento en la dirección longitudinal del puente, en la sección inferior de la pila en la parte atirantada (Antes de colocar dovelas de cierre).

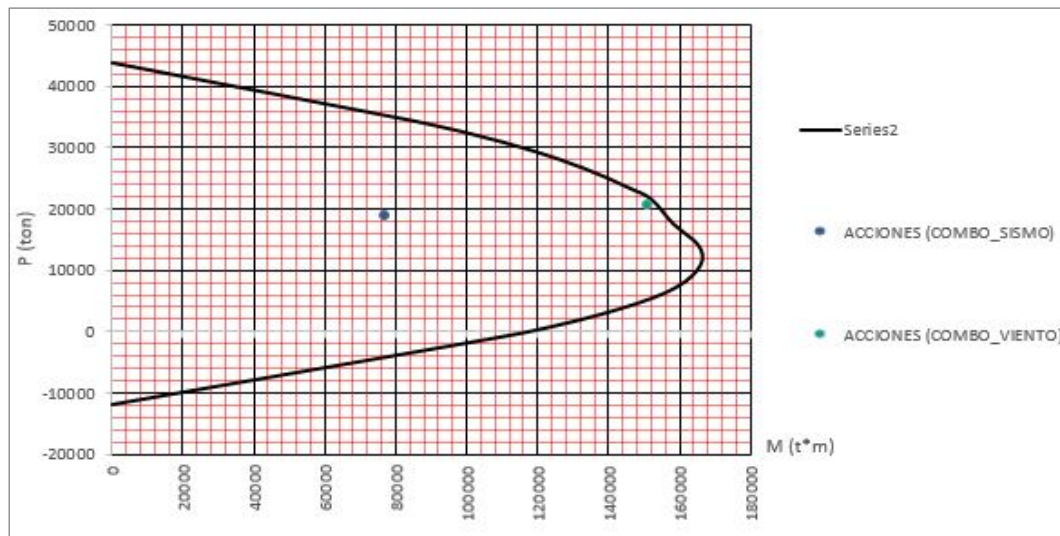


Figura 4.49. Acciones sísmicas y de viento en la dirección transversal del puente, en la sección inferior de la pila en la parte atirantada (Antes de colocar dovelas de cierre).

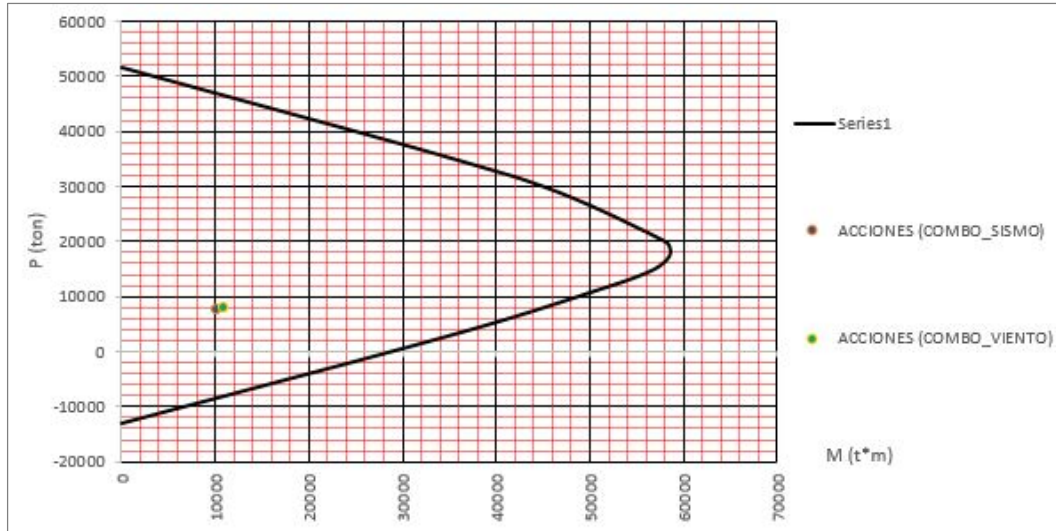


Figura 4.50. Acciones sísmicas y de viento en la dirección longitudinal del puente, en la sección superior de la pila en la parte atirantada (Antes de colocar dovelas de cierre).

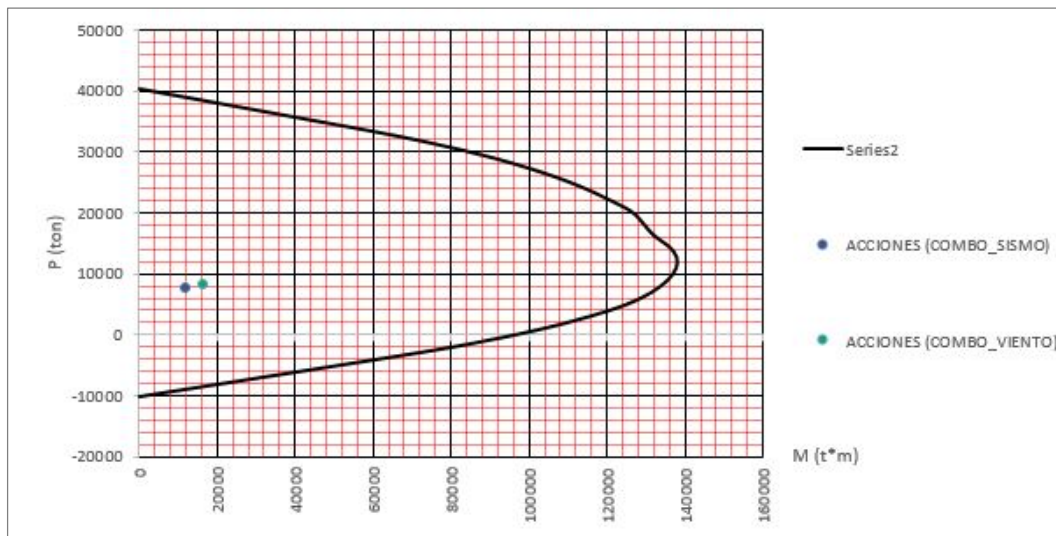


Figura 4.51. Acciones sísmicas y de viento en la dirección transversal del puente, en la sección superior de la pila en la parte atirantada (Antes de colocar dovelas de cierre).

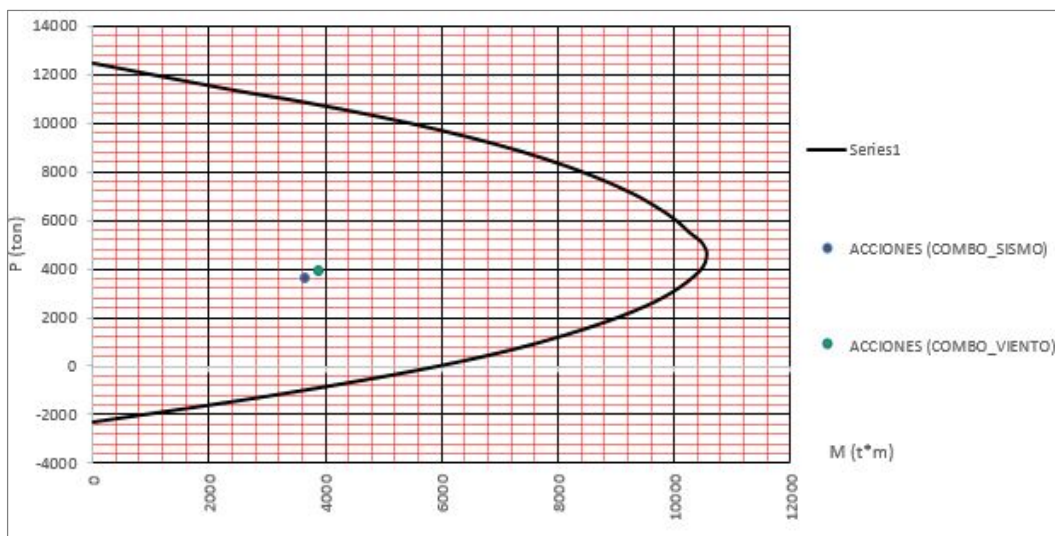


Figura 4.52. Acciones sísmicas y de viento en la dirección longitudinal del puente, en la sección inferior de las piernas de la torre en la parte atirantada (Antes de colocar dovelas de cierre).

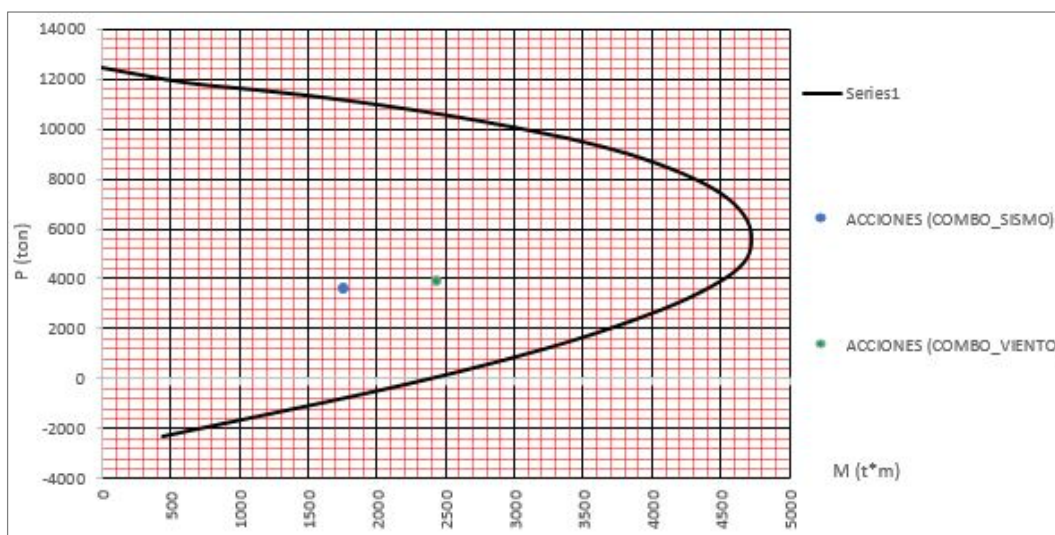


Figura 4.53. Acciones sísmicas y de viento en la dirección transversal del puente, en la sección inferior de las piernas de la torre en la parte atirantada (Antes de colocar dovelas de cierre).

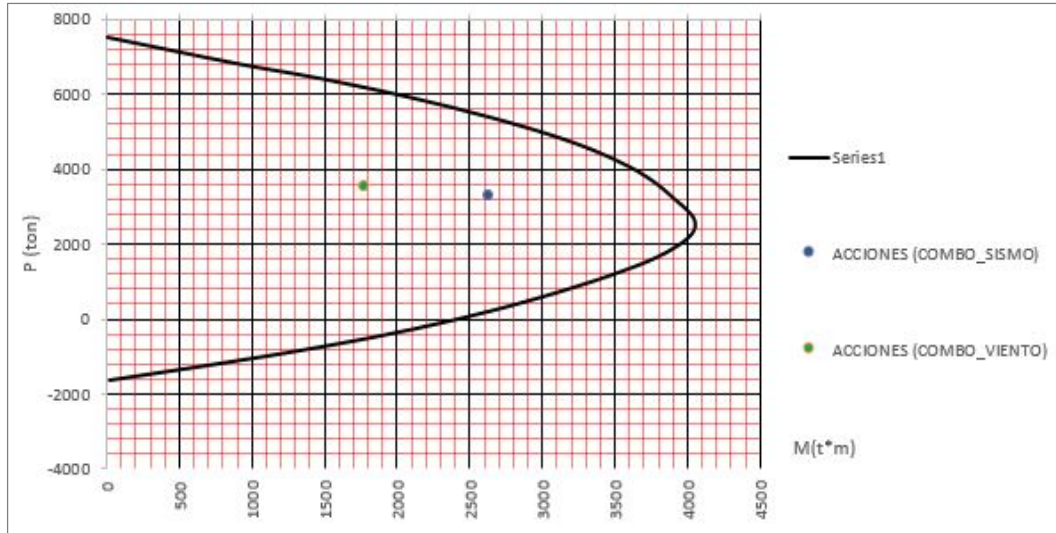


Figura 4.54. Acciones sísmicas y de viento en la dirección longitudinal del puente, en la sección superior de las piernas de la torre en la parte atirantada (Antes de colocar dovelas de cierre).

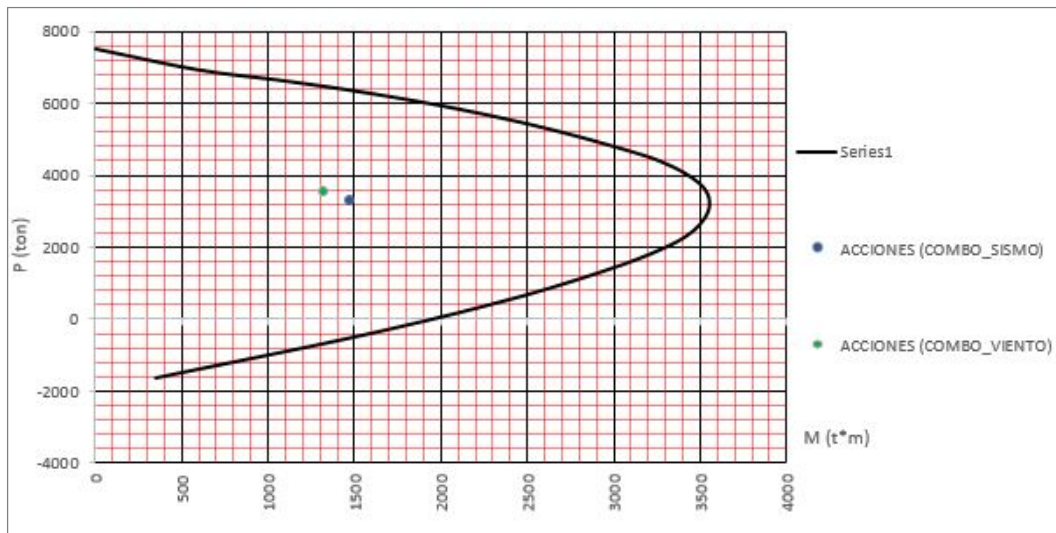


Figura 4.55. Acciones sísmicas y de viento en la dirección transversal del puente, en la sección superior de las piernas de la torre en la parte atirantada (Antes de colocar dovelas de cierre).

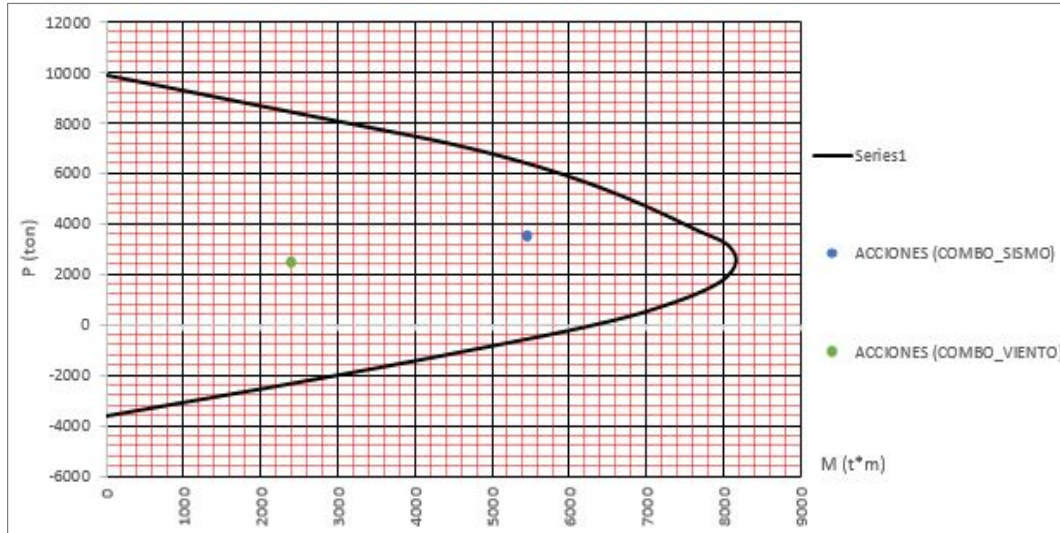


Figura 4.56. Acciones sísmicas y de viento en la dirección longitudinal del puente, en las piernas de la pila en la parte de las dovelas de concreto (Antes de colocar dovelas de cierre).

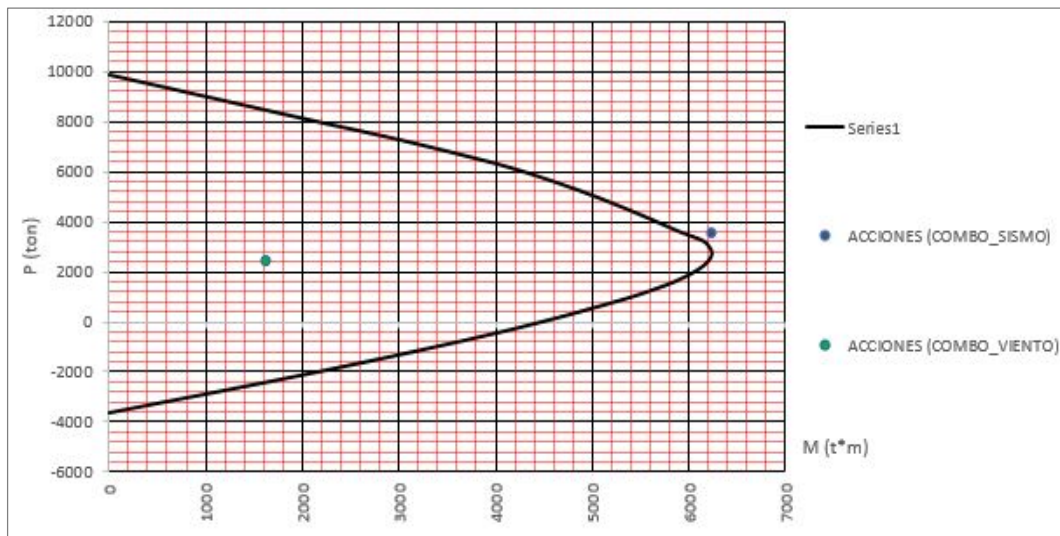


Figura 4.57. Acciones sísmicas y de viento en la dirección transversal del puente, en las piernas de la pila en la parte de las dovelas de concreto (Antes de colocar dovelas de cierre).

Se logra observar que con los análisis realizados, en la mayoría de los casos las acciones quedan dentro del diagrama de interacción, las acciones y resistencias se tomaron factorizadas, si no se factorizaran las acciones quedarían completamente cubiertas. Con esto podríamos justificar el rediseño de los elementos para el análisis paramétrico, ya que podemos tomar nuevamente los dos efectos como criterio de diseño, entre otros.

ANÁLISIS DE ETAPAS CONSTRUCTIVAS (CSA)

Para el análisis de etapas constructivas se consideró el método constructivo de volados sucesivos (Free Cantiliver Method), con las cargas mostradas en la Tabla 4.13, según corresponda el caso. Para los análisis se consideraron tres etapas constructivas de interés antes de cerrarse el puente (Etapa de interés 1, 2, 3), así como el análisis del puente ya cerrado.

Las tres etapas constructivas de interés se eligieron así, para no caracterizar la totalidad del puente en cada una de sus etapas constructivas; por lo que se eligieron solo tres etapas que fueran representativas: Etapa de interés 1 (donde las pilas de cada parte del puente ya están construidas Figura 4.58); Etapa de interés 2 (a la mitad de la construcción del puente Figura 4.59); Etapa de interés 3 (antes de colocarse la dovela de cierre y tener el comportamiento global del puente Figura 4.60).

En la Tabla 4.16, se pueden apreciar los periodos de vibrar de las dos partes del puente en las tres etapas de interés a ser analizadas.

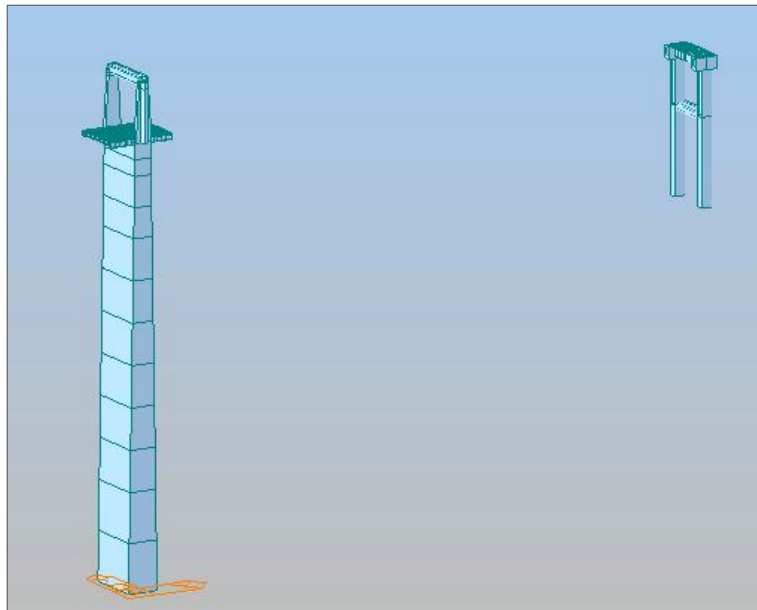


Figura 4.58. Etapa de interés 1.

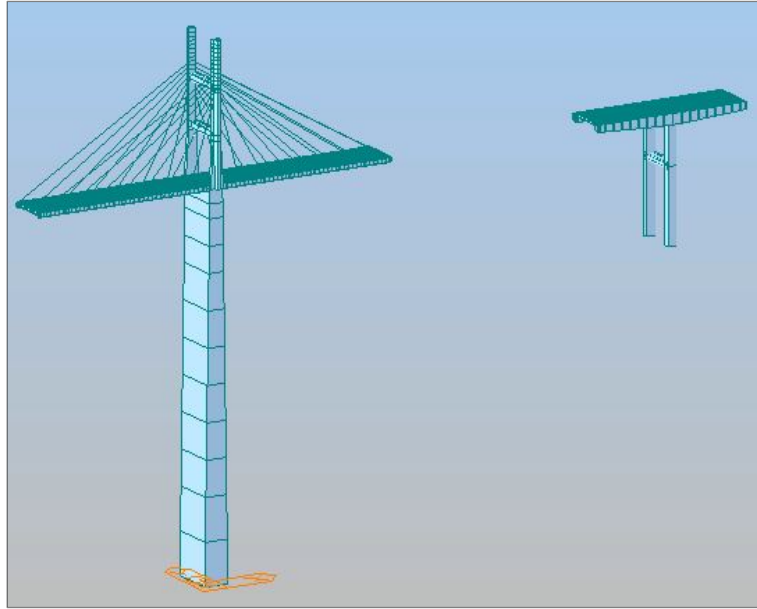


Figura 4.59. Etapa de interés 8.

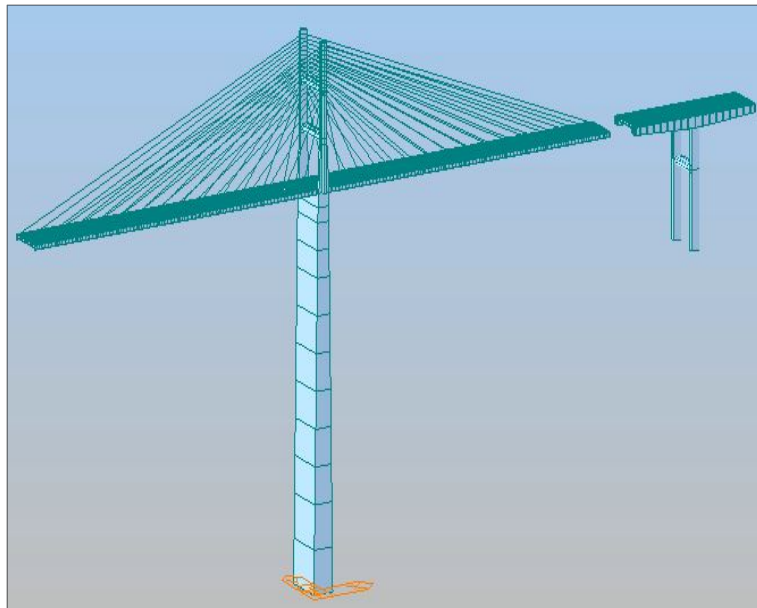


Figura 4.60. Etapa de interés 15.

Tabla 4.16. Periodos de vibrar en las distintas fases de interés.

Modo	Periodos T (s)					
	Fase 1 (Etapa 1)		Fase 2 (Etapa 8)		Fase 3 (Etapa 15)	
	Atirantada	Dovelas de concreto	Atirantada	Dovelas de concreto	Atirantada	Dovelas de concreto
1	4.315	1.873	6.848	3.064	11.292	3.805
2	2.541	1.030	3.751	1.493	6.948	2.167
3	0.867	0.615	2.687	1.363	5.373	1.723
4	0.497	0.278	2.394	0.501	4.664	0.815
5	0.367	0.220	1.163	0.294	2.984	0.423
6	0.356	0.200	0.965	0.255	2.202	0.354
7	0.277	0.198	0.857	0.234	1.829	0.308
8	0.228	0.169	0.849	0.221	1.488	0.261
9	0.220	0.142	0.653	0.177	1.281	0.224
10	0.196	0.141	0.633	0.165	1.154	0.218

ANÁLISIS PUSHOVER

Con la capacidad (sin factores de resistencia) de las secciones mostradas de la Figura 4.38 a la Figura 4.47 o bien de la Figura 4.48 a la Figura 4.57, que son las mismas. Además considerando un patrón de cargas con base en la forma modal en la dirección de análisis y el nodo de control aquel en el elemento de interés que tenga el máximo desplazamiento modal (TEORÍA DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL EN PUENTES ATIRANTADOS, Pág. 55), se determinaron las curvas de capacidad para cada etapa constructiva de interés, así como para el puente completamente cerrado en cada dirección de análisis.

En la Figura 4.61 y en la Figura 4.62, se muestran las curvas de capacidad en la dirección longitudinal y transversal correspondientemente, para el puente cerrado en condiciones de servicio, junto con sus límites de desempeño según el FEMA 356. De la misma forma de la Figura 4.63 a la Figura 4.68, se muestran las curvas de capacidad correspondientes a las tres etapas de construcción consideradas para ser analizadas en las dos direcciones para la parte atirantada. De la Figura 4.69 a la Figura 4.74, se muestran las curvas de capacidad correspondiente a la parte de las dovelas de concreto.

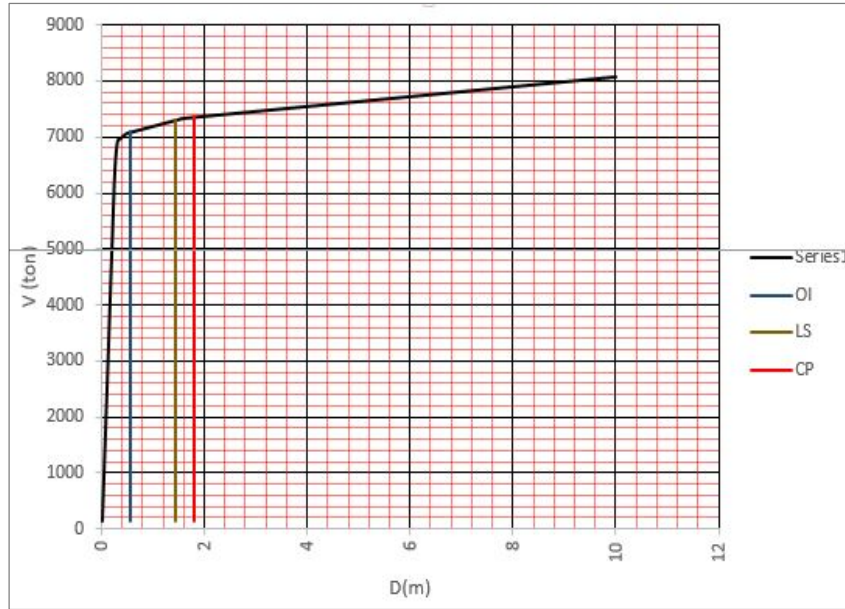


Figura 4.61. Curva de capacidad en la dirección longitudinal. Puente cerrado.

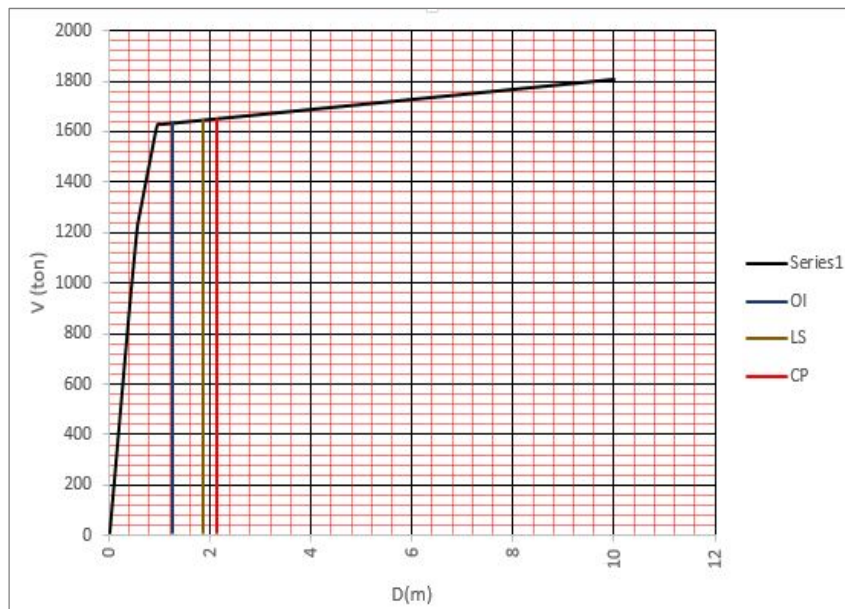


Figura 4.62. Curva de capacidad en la dirección transversal. Puente cerrado.

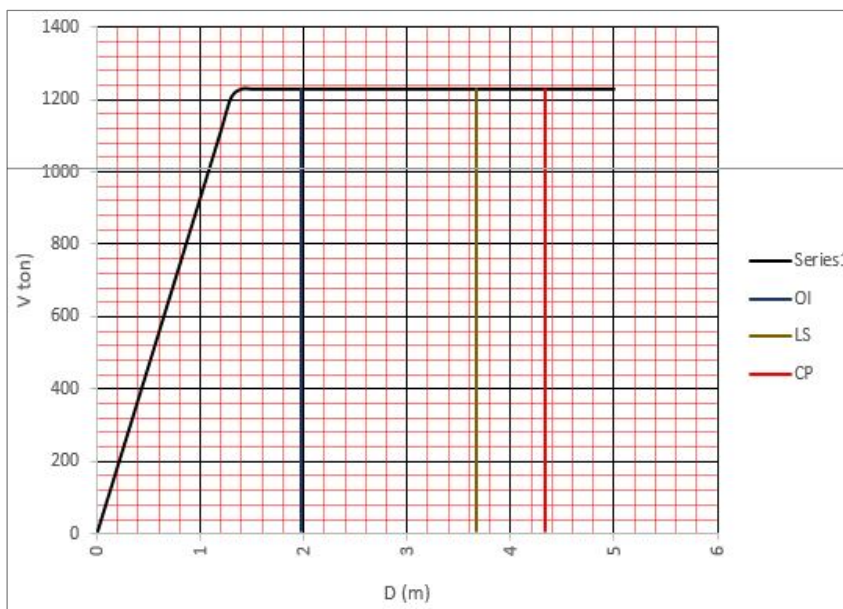


Figura 4.63. Curva de capacidad en la dirección longitudinal. Puente en primera etapa de interés (Etapa de interés 1). Parte atirantada.

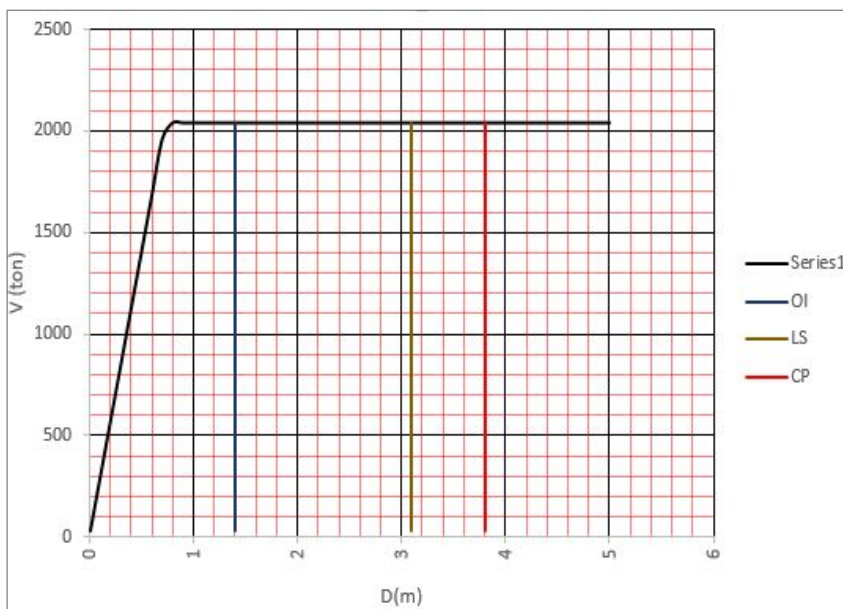


Figura 4.64. Curva de capacidad en la dirección transversal. Puente en primera etapa de interés (Etapa de interés 1). Parte atirantada.

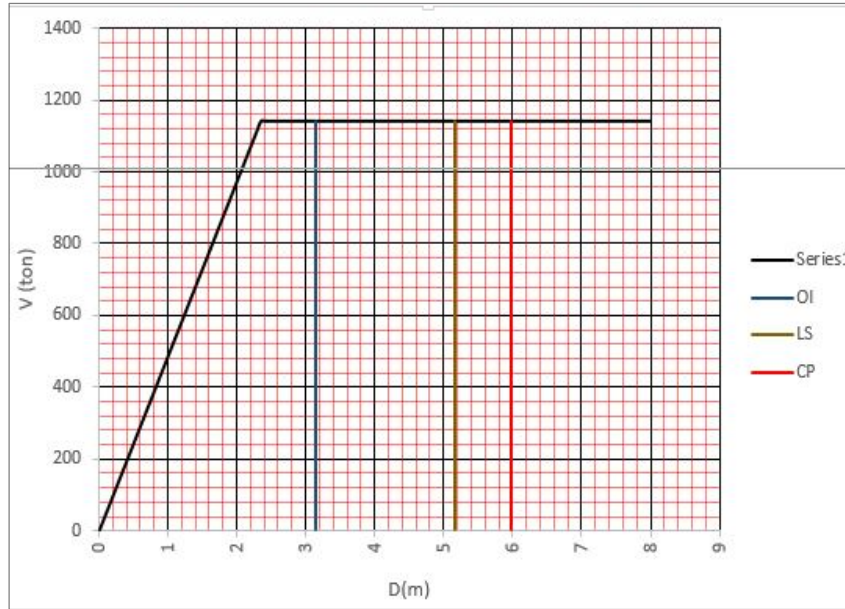


Figura 4.65. Curva de capacidad en la dirección longitudinal. Puente en segunda etapa de interés (Etapa de interés 2). Parte atirantada.

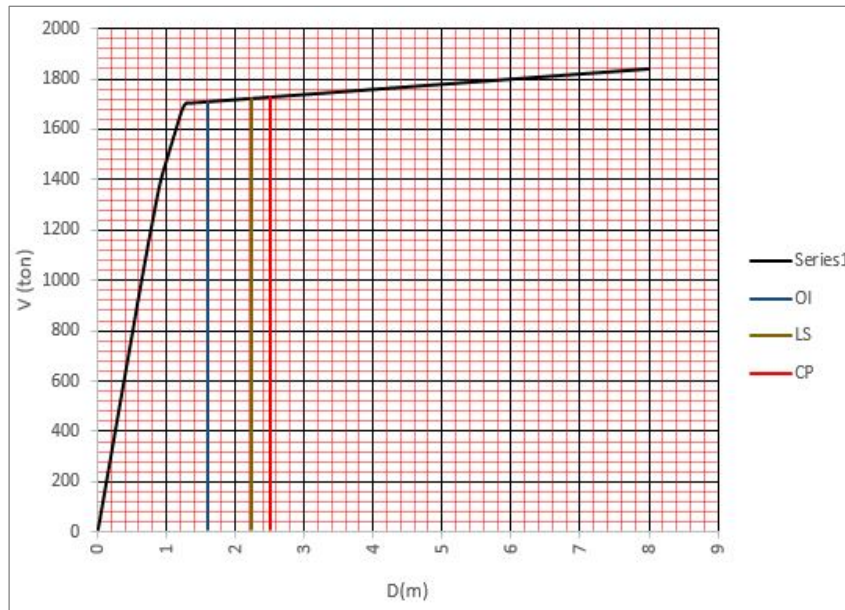


Figura 4.66. Curva de capacidad en la dirección transversal. Puente en segunda etapa de interés (Etapa de interés 2). Parte atirantada.

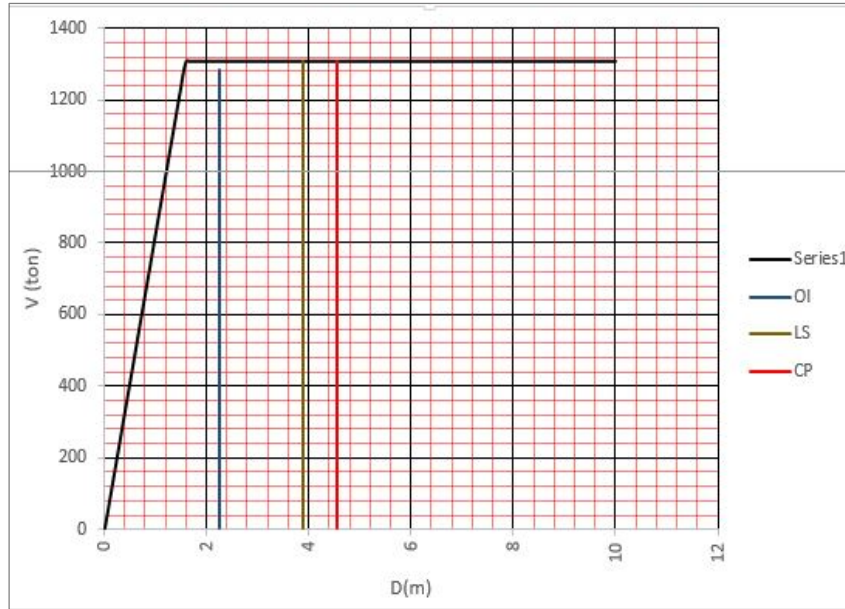


Figura 4.67. Curva de capacidad en la dirección longitudinal. Puente en tercera etapa de interés (Etapa de interés 3). Parte atirantada.

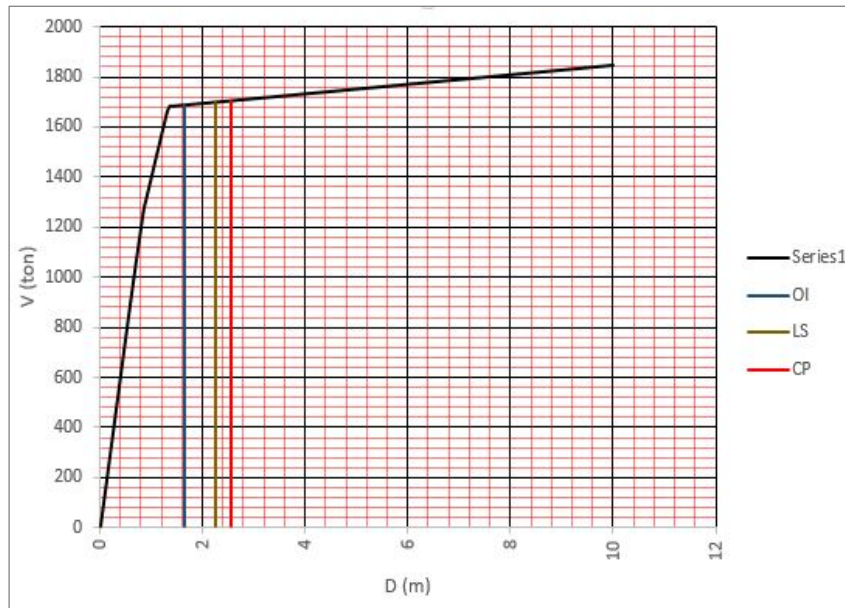


Figura 4.68. Curva de capacidad en la dirección transversal. Puente en tercera etapa de interés (Etapa de interés 3). Parte atirantada.

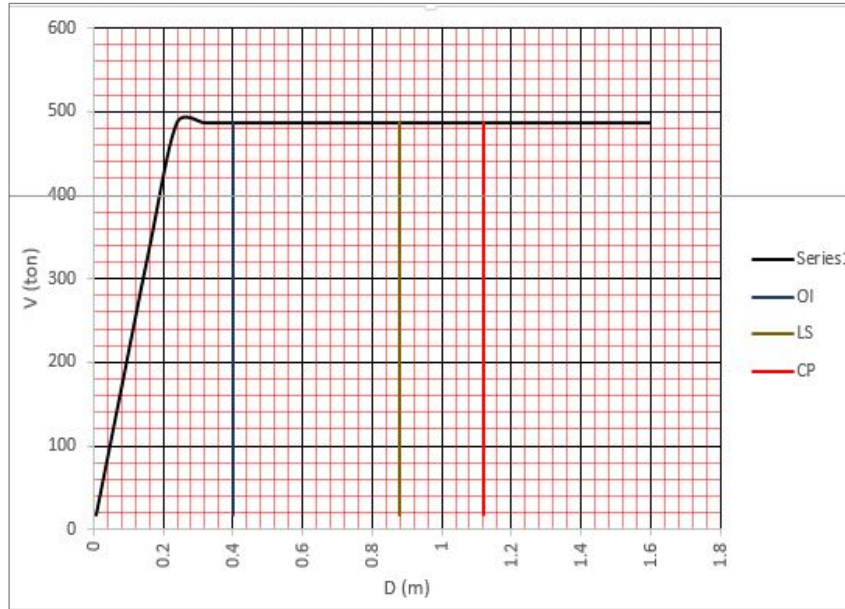


Figura 4.69. Curva de capacidad en la dirección longitudinal. Puente en primera etapa de interés (Etapa de interés 1). Parte de dovelas de concreto.

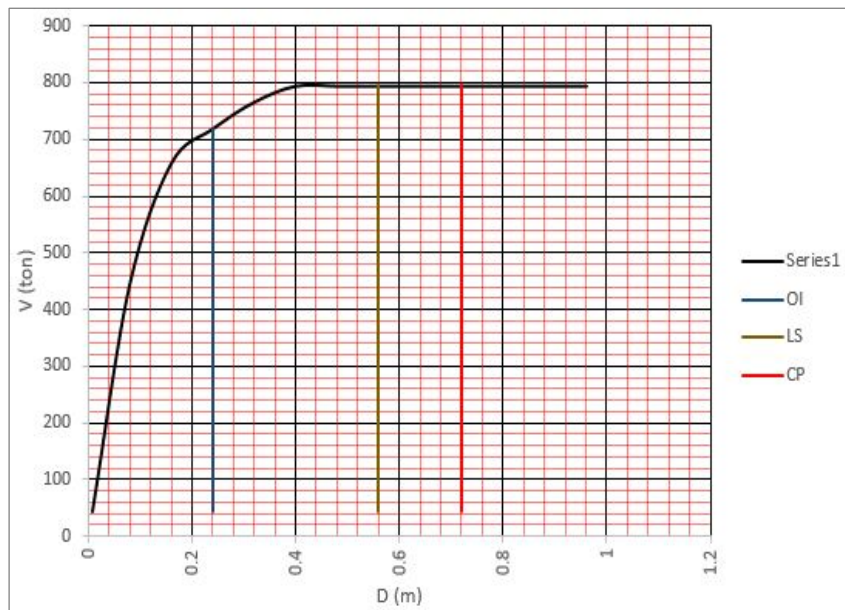


Figura 4.70. Curva de capacidad en la dirección transversal. Puente en primera etapa de interés (Etapa de interés 1). Parte de dovelas de concreto.

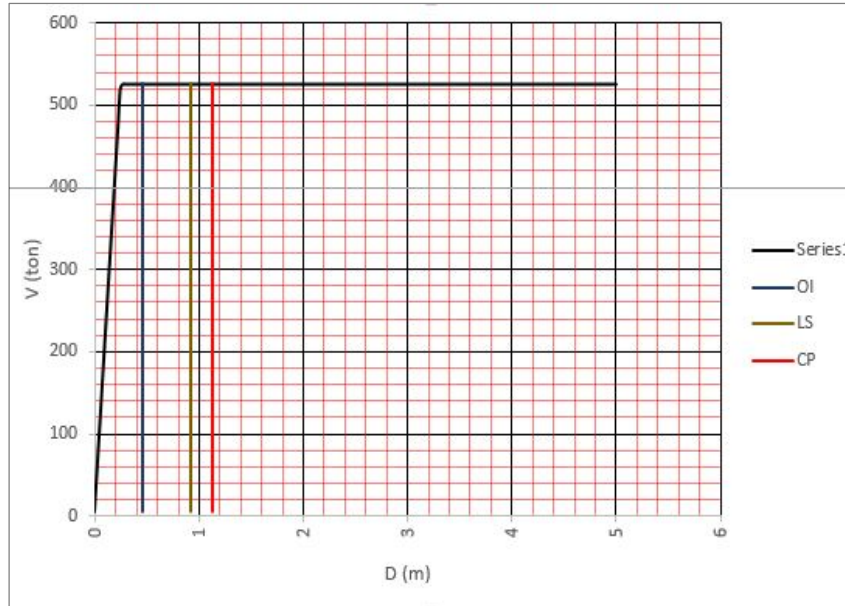


Figura 4.71. Curva de capacidad en la dirección longitudinal. Puente en segunda etapa de interés (Etapa de interés 2). Parte de dovelas de concreto.

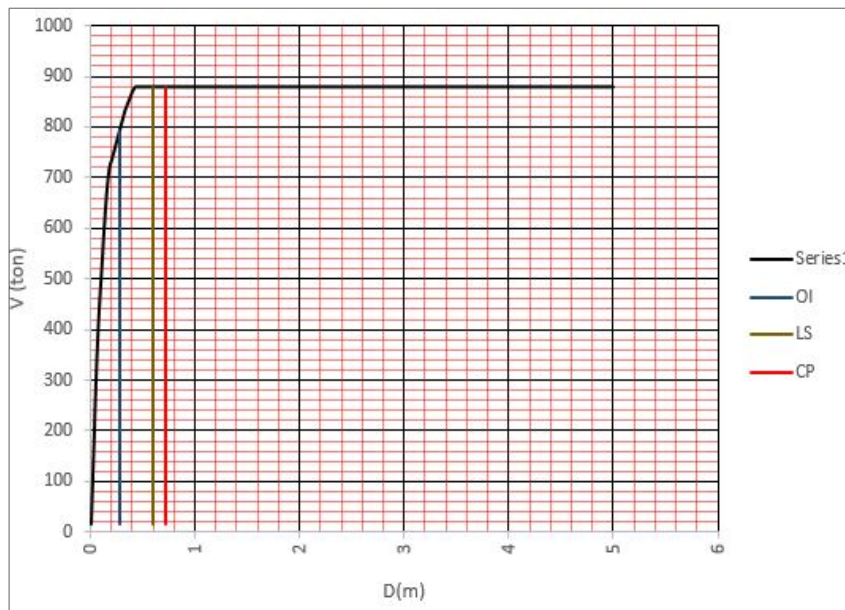


Figura 4.72. Curva de capacidad en la dirección transversal. Puente en segunda etapa de interés (Etapa de interés 2). Parte de dovelas de concreto.

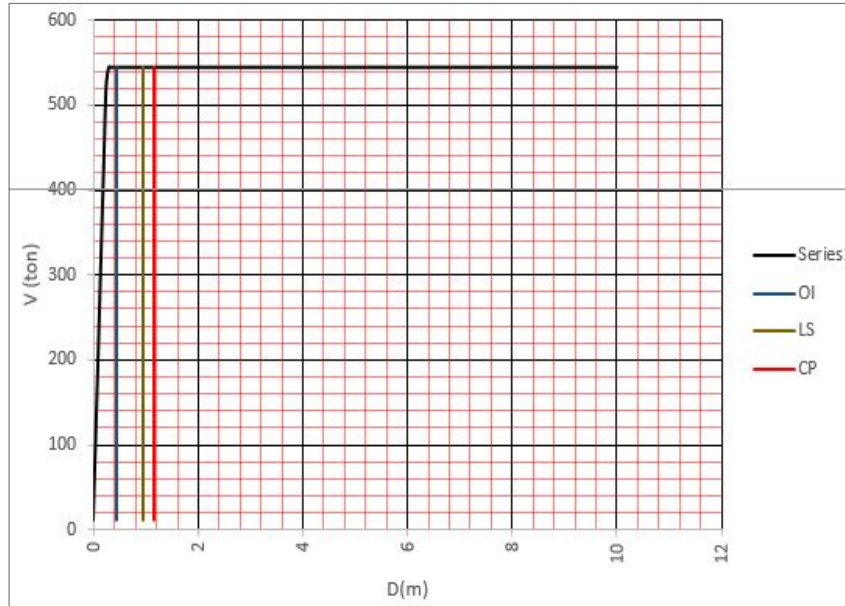


Figura 4.73. Curva de capacidad en la dirección longitudinal. Puente en tercera etapa de interés (Etapa de interés 3). Parte de dovelas de concreto.

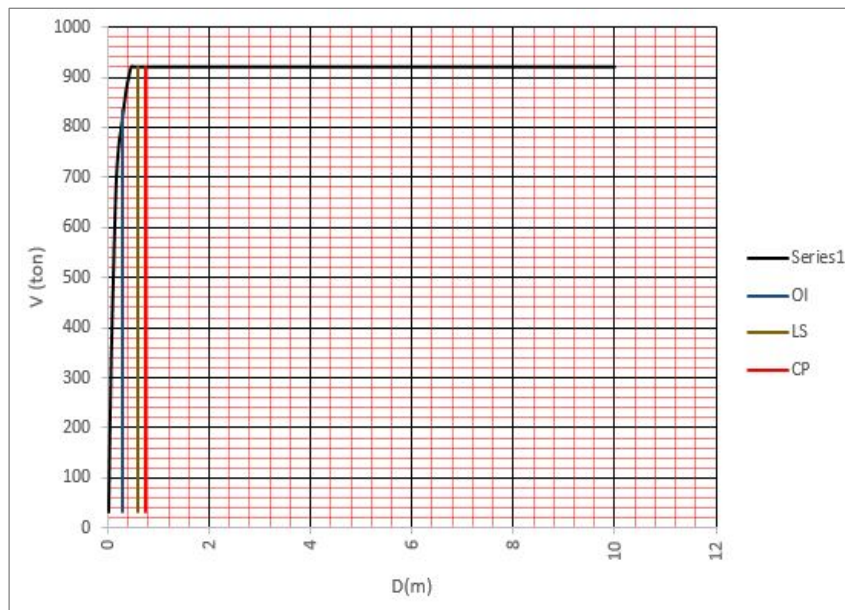


Figura 4.74. Curva de capacidad en la dirección transversal. Puente en tercera etapa de interés (Etapa de interés 3). Parte de dovelas de concreto.

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL

En la zona en la cual se encuentra “El Carrizo”, no se encontraron registros acelerográficos. El país se encuentra instrumentado en la costa del pacífico, por la brecha de Guerrero, Jalisco, Michoacán, Guerrero, Oaxaca, Chiapas, Ciudad de México, etc. Como se muestra en la Figura 4.75.



Figura 4.75. Cobertura Nacional de acelerogramas (<http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/>, s.f.).

Por lo que se recurrió a buscar acelerogramas de algunas zonas de peligro sísmico similar a la de “El Carrizo” (Zona B; según MOC de CFE), para suelos rocosos, Figura 4.32. Siguiendo dicho criterio se usaron acelerogramas de Guanajuato, Tabasco y Veracruz, para caracterizar el peligro sísmico en “El Carrizo”.

De tal forma se obtuvieron los diez registros usados para analizar las demandas en el puente, escalando sus espectros de respuesta al espectro elástico afectado por el factor de amortiguamiento Figura 4.35. En base al criterio general para el tratamiento de registros sísmicos presentado al inicio de este capítulo (pág. 65). En el ANEXO I (REFERENTE AL NL-RHA), se muestra información al respecto.

Para cada etapa constructiva de interés, se realizó el análisis tiempo historia no lineal (NL-RHA) correspondientemente al pushover, para determinar la demanda de ductilidad.

3. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

Para la última parte de este trabajo se realizó una ligera variación paramétrica del modelo del puente en su estructuración original, con las mismas consideraciones de análisis, mostrando un esquema general en la Figura 4.76, donde se muestran las variables de interés a ser analizadas, en dicho esquema también se muestra la relación entre cada modelo para su posterior comparación en el análisis de resultados (16 modelos diferentes a ser estudiados). En la Tabla 4.17, se muestran las descripciones de los parámetros variados.

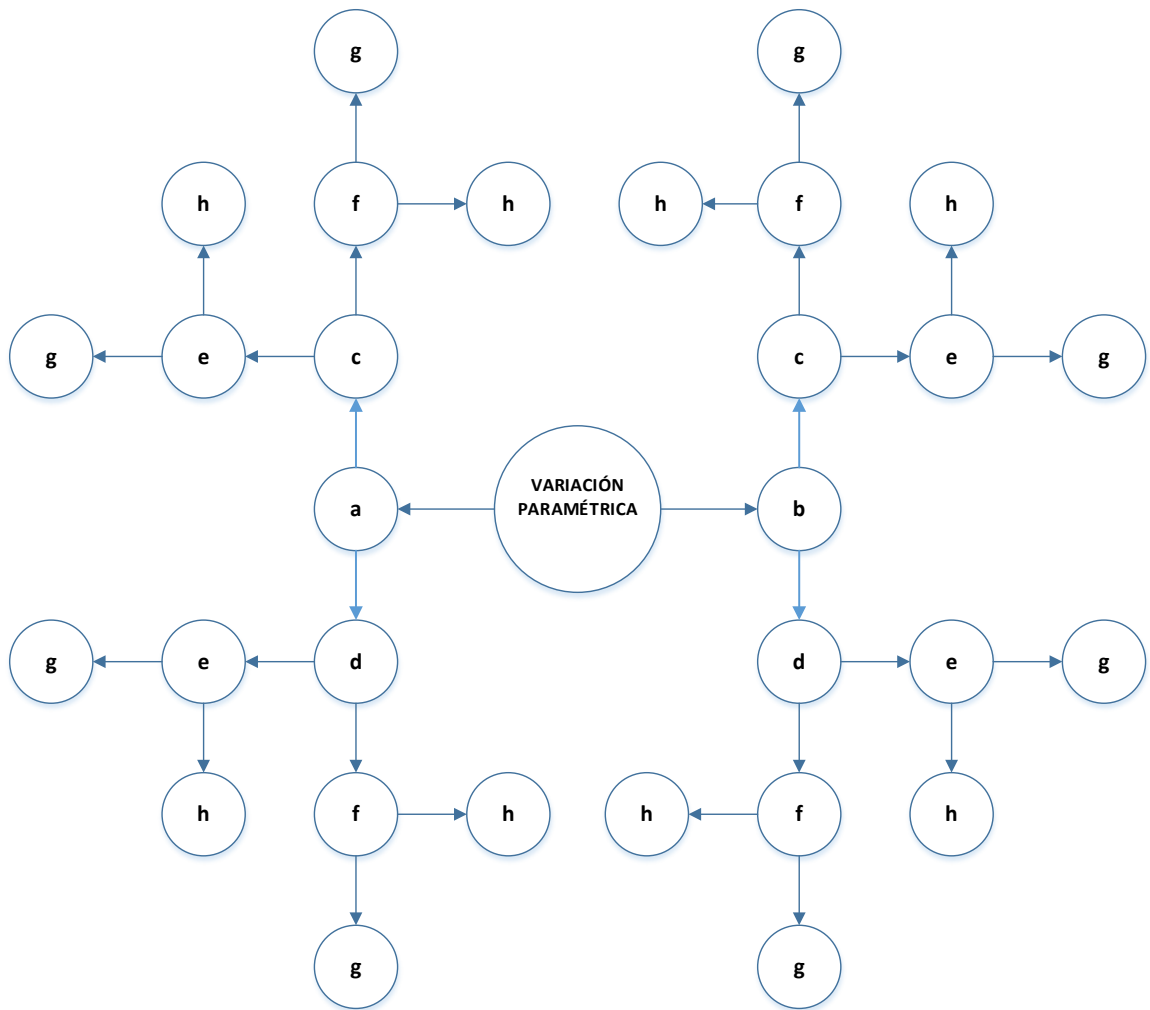


Figura 4.76. Variación paramétrica (Ver Tabla 4.17).

Tabla 4.17. Parámetros usados.

variable	Descripción del parámetro
a	Altura de las pilas originales.
b	Altura de las pilas a la mitad de la original.
c	Sección no agrietada.
d	Sección agrietada.
e	Cuantía de las pilas del 1-3% de la sección gruesa.
f	Cuantía de las pilas del 3-6% de la sección gruesa.
g	Tomando las pilas confinadas.
h	No tomando las pilas confinadas.

❖ **CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES USADAS PARA LOS
MODELOS VARIADOS CON RESPECTO AL ORIGINAL.**

Para realizar la variación paramétrica se decidió usar secciones rectangulares huecas para las pilas, la torre y los travesaños con su sección transversal constante en su longitud, del modelo en su estructuración original con las mismas características de los materiales, suposiciones y consideraciones hechas para dicho modelo, además las mismas consideraciones de análisis y diseño (PUENTE DE TIPOLOGÍA ESPECIAL “EL CARRIZO”, pág. 79).

La configuración estructural general usada para los modelos en el análisis paramétrico es la que se muestra en la Figura 4.77.

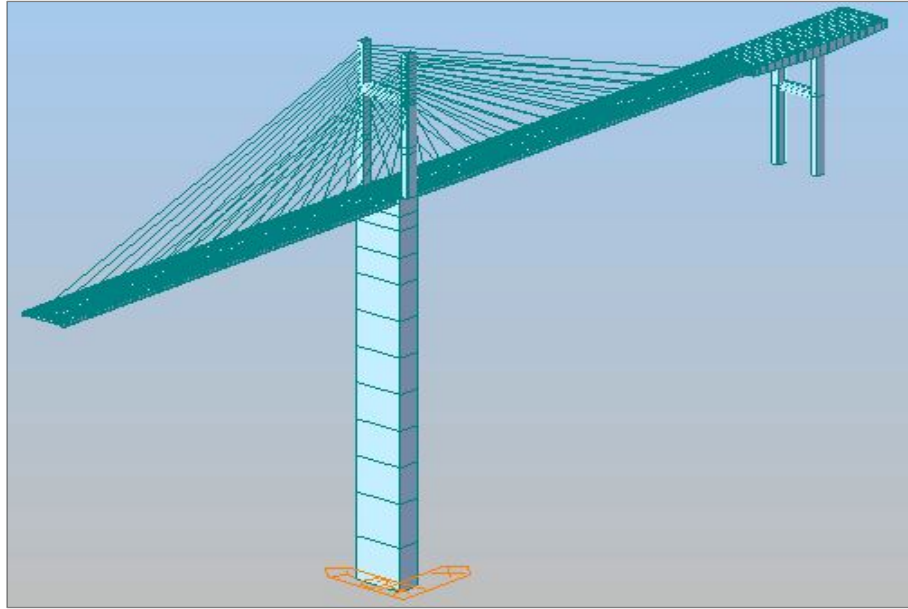


Figura 4.77. Geometría general del modelo variado.

Las secciones obtenidas de los análisis, así como su cantidad de acero se muestran en la Tabla 4.18 y en la Tabla 4.19, respectivamente. Dichas secciones y cantidades de acero se usaron para todos los modelos mostrados anteriormente en la Figura 4.76. Las dimensiones de la pila de sección constante en el tramo atirantado son las mostradas en la Figura 4.22.

Tabla 4.18. Dimensiones de los elementos (metros).

Elemento	B	H	a	b	t1	t2
Columnas de la pila del tramo de dovelas de concreto	4	2.8	0.3	0.3	0.4	0.4
travesaño superior e inferior de la pila en la parte de dovelas de concreto	4	2.8	0.3	0.3	0.4	0.4
Columnas de la torre	4.8	2.4	0.3	0.3	0.4	0.4
travesaño de la torre	4.5	4.5	0.3	0.3	0.4	0.4

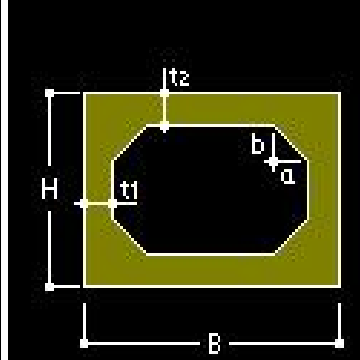




Tabla 4.19. Acero usado en cada sección (metros).

Elemento	Ag	1-3%Ag			3-6%Ag		
		As ; (As+)	Armado	Cuantía (%)	As ; (As+)	Armado	Cuantía (%)
Columnas de la pila del tramo de dovelas de concreto	4.8	0.107	94V#12	2.2	0.198	174V#12	4.1
travesaño superior e inferior de la pila en la parte de dovelas de concreto	4.8	0.143	125V#12	3	0.143	125V#12	3
Columnas de la torre	5.12	0.383	336V#12	3	0.205	180V#12	4
travesaño de la torre	7.29	0.087	114V#12	1.2	0.087	114V#12	1.2
pila tramo atirantado	29.3	0.821	720V#12	2.8	1.186	1040V#12	4

RESULTADOS

En esta sección se muestran los resultados de la evaluación de la ductilidad (demanda y capacidad), de los modelos estudiados en las secciones anteriores y que son el tema principal de este trabajo (PUENTE DE TIPOLOGÍA ESPECIAL “EL CARRIZO”, pág. 79 y VARIACIÓN PARAMÉTRICA, pág. 119).

En la Tabla 4.20, se muestran los resultados de la evaluación de la ductilidad (demanda y capacidad), para los tres niveles de desempeño según el FEMA 356 (IO=Ocupación inmediata; LS=Seguridad de vida; CP=Prevención del colapso) obtenidos tanto para el modelo en su estructuración original, como en la variación paramétrica realizada para cada modelo mostrado en el esquema de la Figura 4.76 para cada una de las fases de construcción de interés (1=Fase 1; 2=Fase 2; 3=Fase 3; y C=Cerrado el puente), para dos direcciones principales de análisis (longitudinal y transversal), en la Tabla 4.21, se muestran los elementos que predominaron en la ductilidad según el caso.

Cada una de las literales usadas para identificar el modelo, mostradas en la Tabla 4.20 y Tabla 4.21, representan la combinación de las variables estudiadas según el modelo, para dar como resultado las 16 ramas de los modelos estudiados (Figura 4.76 y Tabla 4.17), en el modelo “ORIGINAL” se muestran los resultados del modelo en su estructuración original según los planos obtenidos del proyecto.

Tabla 4.20. Resumen de ductilidades.

MODELO	PUSHOVER (CAPACIDAD)												NL-RHA (DEMANDA)				
	P. ATIRANTADA						P. DOVELAS DE CONCRETO						P. ATIRANTADA		P. DOVELAS DE CONCRETO		
	LONG.			TRANS.			LONG.			TRANS.			LONG.	TRANS.	LONG.	TRANS.	FASE
	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	ULTIMA	ULTIMA	ULTIMA	ULTIMA	
ORIGINAL	1.4	2.6	3.1	1.8	3.9	4.8	1.7	3.7	4.7	1.5	3.5	4.5	0.268	0.58	0.236	0.272	1
	1.3	2.2	2.5	2.5	3.5	3.9	1.6	3.4	4.1	1.8	4.0	4.8	0.167	0.162	0.374	0.798	2
	1.4	2.4	2.8	2.2	3.0	3.4	1.8	3.8	4.6	2.0	4.0	5.0	0.199	0.482	0.376	0.917	3
	1.5	2.7	3.2	1.2	1.8	2.1	X	X	X	X	X	X	1.01	1.18	X	X	C
a_d_e_g	1.2	1.7	1.9	1.4	2.3	2.7	1.4	2.6	3.0	1.6	3.2	3.9	0.147	0.212	0.273	0.4	1
	1.1	1.5	1.7	1.3	1.9	2.2	1.4	2.6	3.0	1.6	3.2	3.9	0.188	0.3	0.225	0.41	2
	1.2	1.7	1.9	1.3	1.9	2.2	1.4	2.3	2.6	1.4	2.6	3.2	0.139	0.135	0.273	0.34	3
	1.2	1.6	1.8	1.1	1.4	1.5	X	X	X	X	X	X	0.680	0.680	X	X	C
a_d_e_h	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3	1.4	1.4	1.4	1.6	1.6	1.6	1.7	0.147	0.212	0.273	0.4	1
	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2	1.3	1.4	1.4	1.6	1.5	1.5	1.8	0.188	0.3	0.225	0.41	2
	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2	1.3	1.4	1.4	1.5	1.4	1.4	1.6	0.139	0.135	0.273	0.34	3
	1.2	1.2	1.2	1.1	1.1	1.2	X	X	X	X	X	X	0.68	0.68	X	X	C
a_c_e_g	1.4	2.4	2.8	1.8	3.4	4.4	1.8	3.6	4.6	2.2	5.0	6.4	0.267	0.622	0.45	0.54	1
	1.3	2.0	2.3	1.5	2.8	3.3	1.8	3.6	4.6	1.7	3.7	4.7	0.293	0.387	0.546	0.61	2
	1.8	3.5	3.9	1.3	1.6	1.8	1.7	3.2	4.0	1.7	3.7	4.7	0.284	0.368	0.377	0.772	3
	1.3	2.2	2.5	1.2	1.6	1.7	X	X	X	X	X	X	1.325	0.824	X	X	C



EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD EN LAS PILAS Y TORRE DEL PUENTE EL CARRIZO

Tabla 4.20. Resumen de ductilidades.

a_c_e_h	1.3	1.3	1.4	1.6	1.6	1.8	1.6	1.6	4.4	2.1	2.1	6.3	0.267	0.622	0.45	0.54	1
	1.3	1.3	1.3	1.4	1.4	1.6	1.6	1.6	2.0	1.7	1.7	1.8	0.293	0.387	0.546	0.61	2
	1.7	1.7	1.9	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.7	1.7	1.7	2.0	0.284	0.368	0.377	0.772	3
	1.3	1.3	1.4	1.2	1.2	1.3	X	X	X	X	X	X	1.325	0.824	X	X	C
a_d_f_g	1.2	1.6	1.7	1.4	2.2	2.5	1.4	2.6	3.0	1.0	1.0	1.0	0.121	0.175	0.2	0.27	1
	1.1	1.4	1.6	1.1	1.3	1.4	1.3	1.9	2.2	1.0	1.0	1.0	0.164	0.259	0.165	0.292	2
	1.2	1.6	1.7	1.3	1.8	2.1	1.3	1.9	2.2	1.1	2.0	2.3	0.121	0.112	0.212	0.375	3
	1.1	1.5	1.7	1.1	1.3	1.4	X	X	X	X	X	X	0.50	0.58	X	X	C
a_d_f_h	1.1	1.1	1.2	1.3	1.3	1.4	2.0	2.0	2.1	1.0	1.0	1.0	0.121	0.175	0.2	0.27	1
	1.1	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2	1.3	1.9	2.2	1.0	1.0	1.0	0.164	0.259	0.165	0.292	2
	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.1	1.1	1.3	0.121	0.112	0.212	0.375	3
	1.1	1.1	1.2	1.1	1.1	1.1	X	X	X	X	X	X	0.5	0.58	X	X	C
a_c_f_g	1.3	2.1	2.5	1.6	3.2	3.9	1.6	3.0	3.6	1.0	1.0	1.0	0.22	0.492	0.323	0.366	1
	1.2	1.8	2.1	1.1	1.4	1.5	1.5	2.6	3.3	1.0	1.0	1.0	0.278	0.379	0.382	0.433	2
	1.6	2.9	3.4	1.2	1.5	1.6	1.5	2.8	3.3	1.5	3.3	3.8	0.25	0.353	0.276	0.506	3
	1.3	2.0	2.2	1.2	1.5	1.6	X	X	X	X	X	X	0.77	0.68	X	X	C
a_c_f_h	1.3	1.3	1.4	1.7	1.7	1.8	1.6	1.6	1.7	1.0	1.0	1.0	0.22	0.492	0.323	0.366	1
	1.2	1.2	1.3	1.2	1.2	1.2	1.4	1.4	1.5	1.0	1.0	1.0	0.278	0.379	0.382	0.433	2
	1.5	1.5	1.6	1.2	1.2	1.2	1.5	1.5	1.6	1.5	1.5	1.8	0.25	0.353	0.276	0.506	3
	1.2	1.2	1.3	1.2	1.2	1.2	X	X	X	X	X	X	0.771	0.682	X	X	C
b_d_e_g	1.5	2.8	3.4	1.2	1.6	1.8	2.3	5.7	7.0	1.0	1.1	1.1	0.287	0.424	0.285	0.248	1
	1.4	2.4	2.8	1.7	3.3	4.0	1.3	3.0	3.7	2.0	4.0	4.8	0.303	0.627	0.5	0.35	2
	1.6	3.2	3.9	1.2	1.5	1.7	1.8	3.6	4.4	1.7	3.3	4.0	0.254	0.37	0.47	0.486	3
	1.5	2.7	3.2	1.2	1.6	1.8	X	X	X	X	X	X	1.21	0.92	X	X	C
b_d_e_h	1.4	1.4	1.6	1.2	1.2	1.2	2.3	2.3	2.7	1.0	1.0	1.1	0.287	0.424	0.285	0.248	1
	1.3	1.3	1.4	1.5	1.5	1.7	1.3	1.3	1.7	2.0	2.0	2.3	0.303	0.627	0.5	0.35	2
	1.5	1.5	1.7	1.1	1.1	1.2	1.8	1.8	2.0	1.7	1.7	1.8	0.254	0.37	0.47	0.486	3
	1.5	1.5	1.6	1.2	1.2	1.2	X	X	X	X	X	X	1.21	0.92	X	X	C
b_c_e_g	1.8	4.0	4.8	1.3	2.0	2.3	2.0	5.3	6.7	1.1	1.3	1.3	0.472	0.41	0.442	0.251	1
	1.7	3.6	4.3	2.3	5.5	6.7	1.5	4.0	5.0	2.0	4.7	6.0	0.624	0.786	0.487	0.436	2
	1.8	3.6	4.5	1.3	2.1	2.4	2.7	6.7	8.3	2.5	5.7	7.1	0.815	0.621	0.602	0.794	3
	1.8	3.7	4.5	1.4	2.2	2.6	X	X	X	X	X	X	3.61	1.20	X	X	C
b_c_e_h	1.7	1.7	1.9	1.3	1.3	1.4	2.0	2.0	2.3	1.1	1.1	1.2	0.472	0.41	0.442	0.251	1
	1.6	1.6	1.8	2.0	2.0	2.4	1.5	1.5	2.0	2.0	2.0	2.3	0.624	0.786	0.487	0.436	2
	1.6	1.6	1.6	1.2	1.2	1.3	2.7	2.7	3.0	2.5	2.5	2.8	0.815	0.621	0.602	0.794	3
	1.8	1.8	1.9	1.3	1.3	1.4	X	X	X	X	X	X	3.61	1.20	X	X	C
b_d_f_g	1.4	2.4	2.8	1.1	1.4	1.5	1.6	2.9	3.6	1.0	1.0	1.0	0.103	0.27	0.209	0.177	1
	1.3	1.9	2.2	1.2	1.7	1.9	1.6	3.0	3.6	1.0	1.0	1.0	0.26	0.53	0.363	0.251	2
	1.5	2.8	3.4	1.1	1.5	1.7	1.6	2.9	3.6	1.5	2.8	3.3	0.21	0.324	0.368	0.389	3
	1.4	2.4	2.8	1.2	1.6	1.7	X	X	X	X	X	X	0.77	0.77	X	X	C
b_d_f_h	1.4	1.4	1.5	1.1	1.1	1.2	1.6	1.6	1.7	1.0	1.0	1.0	0.103	0.27	0.209	0.177	1
	1.2	1.2	1.3	1.2	1.2	1.2	1.6	1.6	1.7	1.0	1.0	1.0	0.26	0.53	0.363	0.251	2
	1.5	1.5	1.6	1.1	1.1	1.2	1.6	1.6	1.7	1.5	1.5	1.8	0.21	0.324	0.368	0.389	3



EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD EN LAS PILAS Y TORRE DEL PUENTE EL CARRIZO

Tabla 4.20. Resumen de ductilidades.

	1.4	1.4	1.5	1.1	1.1	1.2	X	X	X	X	X	X	0.77	0.77	X	X	C
b_c_f_g	1.6	3.3	3.9	1.1	1.7	2.0	2.0	4.3	5.3	1.0	1.0	1.1	0.129	0.319	0.324	0.179	1
	1.3	2.1	2.4	1.3	2.2	2.6	2.0	4.0	5.5	1.0	1.1	1.1	0.534	0.673	0.357	0.311	2
	1.6	3.2	3.8	1.3	1.9	2.2	2.0	4.3	5.3	1.7	3.3	4.0	0.64	0.533	0.427	0.495	3
	1.7	3.1	3.9	2.6	4.4	5.6	X	X	X	X	X	X	1.46	0.92	X	X	C
b_c_f_h	1.6	1.6	1.8	1.1	1.1	1.2	1.8	1.8	2.0	1.0	1.0	1.0	0.129	0.319	0.324	0.179	1
	1.3	1.3	1.4	1.3	1.3	1.5	1.8	1.8	2.0	1.0	1.0	1.0	0.534	0.673	0.357	0.311	2
	1.6	1.6	1.7	1.2	1.2	1.3	1.8	1.8	2.0	1.7	1.7	2.0	0.64	0.533	0.427	0.495	3
	1.6	1.6	1.8	1.7	1.7	1.9	X	X	X	X	X	X	1.46	0.92	X	X	C

Tabla 4.21. Elementos dominantes en la ductilidad.

PUENTE	PUSHOVER (CAPACIDAD)				NL-RHA (DEMANDA)				
	P. ATIRANTADA		P. DOVELAS DE CONCRETO		P. ATIRANTADA		P. DOVELAS DE CONCRETO		FASE
	LONG.	TRANS.	LONG.	TRANS.	LONG.	TRANS.	LONG.	TRANS.	
ORIGINAL	pila 2 ²⁸	pila 2	pila 3 ²⁹	pila 3	pila 2	pila 2	pila3	pila 3	1
	pila 2	travesaño ³⁰	pila 3	pila 3	pilón ³¹	pila 2	pila3	trav ³²	2
	pila 2	travesaño	pila 3	pila 3	pila 2	pilón	pila3	trav	3
	pila 2	pilón	X	X	pila	travesaño	X	X	C
a_d_e_g	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pila 2	pila 3	pila 3	3
	pila 2	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
a_d_e_h	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pila 2	pila 3	pila 3	3
	pila 2	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
a_c_e_g	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pilón	pilón	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	3
	pila 2	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
a_c_e_h	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pilón	pilón	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	3
	pila 2	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
a_d_f_g	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pila 2	pila 2	pila3	pila3	1
	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila3	pila3	2

²⁸ Pila 2=pila que soporta el tramo atirantado.

²⁹ Pila 3=pila que soporta el tramo de las dovelas de concreto.

³⁰ Travesaño=travesaño de la torre.

³¹ Pilon=torre.

³² Trav=Travesaño de la pila 3.



Tabla 4.21. Elementos dominantes en la ductilidad.

	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pila 2	pila3	pila3	3
	pila 2	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
a_d_f_h	pila 2	pila 2	pila3	pila3	pila 2	pila 2	pila3	pila3	1
	pila 2	pilón	pila3	pila3	pilón	pilón	pila3	pila3	2
	pila 2	pila 2	pila3	pila3	pilón	pila 2	pila3	pila3	3
	pila 2	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
a_c_f_g	pila 2	pila 2	pila3	pila3	pila 2	pila 2	pila3	pila3	1
	pila 2	pilón	pila3	pila3	pilón	pilón	pila3	pila3	2
	pilón	pilón	pila3	pila3	pilón	pilón	pila3	pila3	3
	pila 2	pilón	X	X	pila3	pilón	X	X	C
a_c_f_h	pila 2	pila 2	pila3	pila3	pila 2	pila 2	pila3	pila3	1
	pila 2	pilón	pila3	pila3	pilón	pilón	pila3	pila3	2
	pilón	pilón	pila3	pila3	pilón	pilón	pila3	pila3	3
	pila 2	pilón	X	X	pila3	pilón	X	X	C
b_d_e_g	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	3
	pilón	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
b_d_e_h	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	3
	pilón	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
b_c_e_g	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	3
	pilón	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
b_c_e_h	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pila 2	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	3
	pilón	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
b_d_f_g	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	3
	pilón	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
b_d_f_h	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	3
	pilón	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C
b_c_f_g	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pila 2	pilón	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 3	pila 3	3
	pilón	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C



Tabla 4.21. Elementos dominantes en la ductilidad.

b_c_f_h	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	1
	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pilón	pilón	pila 3	pila 3	2
	pila 2	pilón	pila 2	pilón	pila 3	pila 3	pila 3	pila 3	3
	pilón	pilón	X	X	pila 3	pilón	X	X	C

De las tablas anteriores se pueden hacer las siguientes observaciones:

- Los modelos con secciones no agrietadas presentan mayor ductilidad que aquellos con secciones agrietadas. (eje. a_d_e_g VS a_c_e_g).
- Los modelos con mayor cuantía de acero (3-6%), obtienen menor ductilidad, con respecto a los comparados con menor cuantía (1-3%). (eje. a_d_e_g VS a_d_f_g).
- Los modelos con altura de pilas original obtienen menor ductilidad, con respecto a los modelos con las alturas de pila a la mitad de la original. (eje. a_d_e_g VS b_d_e_g).
- Los modelos confinados dan mayor ductilidad, con respecto a los no confinados. (eje. a_d_e_g VS a_d_e_h).
- Las demandas de ductilidad en las fases de construcción antes de cerrarse el puente, son muy pequeñas con respecto a sus capacidades de ductilidad correspondientes. Las demandas de ductilidad cerrado el puente incrementan con respecto a las obtenidas antes de cerrarse, pero aun así siguen siendo menores a las capacidades de ductilidad correspondientes, esto tiene sentido al citar varias investigaciones consultadas, en las cuales se menciona que los puentes atirantados generalmente tienen un buen desempeño sísmico como se ha mencionado a lo largo del texto.
- Los elementos que dominaron las articulaciones para el cálculo de la ductilidad no necesariamente correspondieron tanto en capacidad (pushover), como en demanda (NL RHA), Tabla 4.21.

CONTRIBUCIÓN

Desde el momento de iniciar el trabajo de tesis se pensó en contribuir un poco al conocimiento y entendimiento de la práctica del análisis y diseño de puentes especiales, como es el caso del puente objeto de este estudio el puente “El Carrizo”.

Debido a la gran diversidad del problema que conlleva el buen análisis y diseño de un puente de estas características, aquí nos centramos en estudiar un índice de diseño, muy usado en la práctica, dicho índice es el de ductilidad.

El estudio se basó básicamente en realizar la evaluación de la ductilidad en esta tipología de puente especial, se evaluó tanto la capacidad como la demanda de ductilidad del diseño basado en resistencia como se realiza en la práctica mexicana de estos puentes, como se ha mencionado a lo largo del trabajo.

Debido a la gran importancia que tiene este índice en la práctica mexicana de diseño de las estructuras (los puentes atirantados no son la excepción), la principal contribución de este trabajo es proporcionar a la comunidad una idea más acertada de cuál es la capacidad de ductilidad que desarrolla un puente de estas características con el diseño de las pilas y la torre del puente según la práctica mexicana de diseño, con respecto a sus niveles de demanda. Esta contribución se trató de hacer de manera más extensa realizando un pequeño análisis paramétrico, dicho análisis paramétrico se deberá realizar de una manera más extensa y formal, para tratar de cubrir un número mayor de casos de interés.

5. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos se puede observar que la respuesta del puente objeto de este estudio y sus diferentes variantes (puentes atirantados), no está dominada en sus modos fundamentales en cada una de las direcciones características de análisis (longitudinal y transversal), como se ha venido mencionado, por lo cual tanto la capacidad como la demanda no obtienen los mismos valores como se esperaría en una estructura dominada por sus modos fundamentales en las direcciones características longitudinal y transversal. El mismo efecto además del efecto de modos superiores en la respuesta ocasiona que a veces los elementos que se articulan y que dominan el cálculo de la ductilidad no correspondan (capacidad vs demanda); lo cual tiene sentido al citar que el patrón de cargas en el análisis pushover no deja de ser una aproximación aun patrón de cargas cambiante con el tiempo, aun con ello se considera que el patrón de cargas considerado da buenos resultados observando la Tabla 4.21, en la que se pueden observar los elementos articulados tanto en capacidad y demanda, para contrastar los elementos que dominaron la ductilidad en cada caso.

Es importante hacer notar en función de los resultados obtenidos que la capacidad de ductilidad del puente generalmente es suficiente para poder acomodar las demandas de ductilidad (Tabla 4.20). En las fases antes de cerrarse el puente la demanda de ductilidad permanece prácticamente en el rango elástico, por lo cual el puente bajo acción sísmica no tiene problemas con respecto a su capacidad; una vez cerrado el puente la demanda de ductilidad se incrementa, aun con ello para casi todos los modelos analizados dicha demanda es menor que la capacidad desarrollada en el estado límite de seguridad de vida (LS), lo cual se ha venido referenciando a lo largo del trabajo (los puentes atirantados tienen un buen desempeño sísmico y generalmente no sufren daños). Solo en un modelo su demanda de ductilidad es mayor a su capacidad ($b_{c_e_h}$), lo cual refleja que para dicho caso el diseño no es el adecuado para poder llevar las demandas sísmicas dadas.

Se puede concluir en base a toda la investigación que sea ha venido realizando a lo largo del trabajo y de los resultados obtenidos, que los efectos particulares de puentes atirantados (flexibilidad, efecto de modos superiores, acoplamiento modal, etc.), le da un cierto comportamiento diferente a otras estructuras, al puente de esta tipología y esto se ve reflejado en el índice de ductilidad (capacidad vs demanda, no corresponde). Por lo cual suena razonable que los índices tanto de demanda como de capacidad no correspondan. Con todas las observaciones hechas anteriormente en este capítulo, se concluye que los resultados parecen ser lógicos para fines de sentar las bases del estudio del índice de ductilidad en puentes de la tipología especial atirantados.

6. TRABAJOS CITADOS

- AASHTO, L. (2012). *bridge desing specifications AASTHO. Washington (DC)*.
- Abdel-Ghaffar, A. M. (10-12 de December de 1991). Cable-stayed Bridges Under Seismic Action. *Cable-Stayed Bridges: Recent Development and their Future, Proceedings of the Seminar*. Yokohama, Japan: Elsevier Science Pub.
- Calvi, G. M. (1-6 de August de 2004). Recent Experience and innovative Approaches in Design and Assessment of Bridges. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C, Canada: Paper N. 5009.
- Calvi, G. M., Sullivan, T. J., & Villani, A. (2010). Conceptual seismic design of cable-stayed bridges. *Journal of Earthquake Engineering*, 14 (8), 1139-1171.
- Camara, A., & Astiz, M. A. (2012). Pushover analysis for the seismic response prediction of cable-stayed bridges under multi-directional exitacion. *Engieering Structures*, 41, 444-455.
- Carr, A. J. (2011). RUAUMOKO 3D software. *University of Canterbury, Christchurch Google Scholar*.
- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., & Tordesillas, J. M. (1999). Registro y tratamiento de acelerogramas. *Instituto Geográfico Nacional*, 11; 81-111.
- Carrion Viramontes, F. J., Hernandez Jimenez., J. R., & Teran Guillen., J. (2005). Estudio experimental de un puente atirantado: Evaluación de cables. *PUBLICACION TECNICA*, (265).
- Chen, W. F., & Duan, L. (2014). *Bridge engineering: seismic desing*. Boca Raton, FL: CRC Press.
- Chen, W. F., & Duan, L. (2014). *Bridge engineering: substructure design*. Boca Raton, FL: CRC Press.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. México: Pearson.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (3), 561-582.
- Chopra, A. K., Goel, R. K., & Chintanapakdee, C. (2004). Evaluation of modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra*, 20(3), 757-778.

- Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamic of Structures*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- Comisión Federal de Electricidad, CFE. (2008). *Manual de usuario; Programa Prodisis V 2.0*.
- Council, B. S. S. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Report FEMA-356, Washington, DC*.
- de Obras Civiles, M. D. D. (1993). Diseño por sismo.
- de Obras Civiles, M. D. D. (2008). Diseño por sismo. *Comisión Federal de Electricidad*.
- de Obras Civiles, M. D. D. . (2008). Diseño por viento. *Comisión Federal de Electricidad*.
- del Distrito Federal, G. (2004). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de concreto*. México DF: Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
- Duan, L., & Chen, W. F. (2014). *Bridge Engineering Handbook: Superstructure Design*. Boca Raton, FL: CRC Press.
- Ernst, J. H. (1965). Der E-Modul von Seilen unter berucksichtigung des Durchhanges. *Der Bauingenieur*, 40 (2), 52-55.
- FEMA, P. (2000). Commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*.
- García et al. (2013). Análisis de deterioro por fatiga en torones de presfuerzo utilizados en puentes. *PUBLICACION TECNICA*, (385).
- Gimsing, N. J., & Georgakis, C. T. (2012). *Cable supported bridges: concept and design*. UK: John Wiley & Sons Ltd.
- Gómez Martínez, R., Arenas García, L. M., Sánchez García, R., Rosales González, O. N., Escobar Sánchez, J. A., & Mendoza Salas, M. A. (2014). Instrumentación y monitoreo de cargas vivas en el puente atirantado El Carrizo. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Puerto Vallarta, Jalisco: SMIE.
- González C, O. M., y Robles F. V., F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. México: Limusa.
- Grabow, M. J. (2004). *Construction Stage Analysis of cable-stayed bridges*. Diplom Thesis. Civil and Enviromental Engineering. Technical University of Hamburg, Harbug, Germany.
- <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/>. (s.f.).

<https://es.scribd.com/document/147639429/Puente-Baluart-Estudios-y-Proyectos>.
(s.f.).

Kawashima, K., & Unjoh, S. (1991). *Seismic Behaviour of Cable-Stayed Bridges*. Cable-Stayed Bridges: Recent Development and Their Future, Proceedings of the Seminar, Yokohama, Japan, 10-12 December 1991, Elsevier Science Pub.

Kawashima, K., Unjoh, s., & Azuta, I. (1988). *Damping Characteristics of Cable-Stayed Bridges*. Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol.6, pp 471-476.

Krawinkler, H. (1996). Pushover anaysis: why, how, when, and when not to use it. *In Proceedings of the 65th Annual Convention of the Structural Engineers Association of California*, October.

Liu, J. L., Li, H., & Ou, J. P. (2008). Investigation of seismic performance of cable-stayed bridges with different connections.

López, A., Muñoz, C. J., & Pérez, L. E. (2008). Manual de Obras Civiles diseño por viento. *Comisión Federal de Electricidad, México*.

Manual, M. (2004). PRY-CAR-6-01-008/04. "*Consideraciones para Puentes Especiales*", SCT.

Mena, U., & Pérez, L. E. (2008). Manual de Diseño de Obras Civiles diseño por sismo. *Comisión Federal de Electricidad, México*.

MIDAS CIVIL. (2015). http://manual.midasuser.com/EN_Common/Civil/841/index.htm.
Obtenido de On-line manual.

MIDAS CIVIL. (s.f.). *User´s Guide: Analysis*. Volume 2.

MIDAS, I. (2015). MIDAS/CIVIL Computer Program. *MIDAS IT*.

MIDAS, M. C, G. S. Tutorials. (s.f.). *POSCO Engineering & Construction Co., Ltd*, 136-156.

Morgenthal, G. (1999). Cable-Stayed Bridges-Earthquake Response and Passive Control. *Imperial College of Science Technology and medicine, London*.

Nader, M., Abbas, S., & Ingham, T. (2001). Seismic Safety Design of the New San Francisco-Oakland Bay Bridge. *Proceedings of the 2001 Congress*. ASCE, Washington, DC.

Nazmy, A. S., & Abdel-Ghaffar, A. M. (1990). Non-Linear earthquake-response analisis of long-span cable stayed bridges: Theory. *Earthquake Engineering and Structural Dinamics*, Vol. 19, 45-62.

- Nazmy, A. S., & Abdel-Ghaffar, A. M. (1990). Three-dimensional nonlinear static analysis of cable-stayed bridges. *Computers & structures*, 34 (2), 257-271.
- Norma, N. (2001). PRY-CAR-6-01-001/01. "Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares", SCT.
- Norma, N. (2001). PRY-CAR-6-01-003-01. "Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares: Cargas y Acciones", SCT.
- Ordaz, M., Castellanos, F., & Zapata, A. (2005). Manual de uso del programa degtra A4. *Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería. México, DF: Lazares Fernando.*
- para el Distrito, R. D. C. Federal. (RCDF 2004). *Gaceta Oficial del Distrito Federal.*
- Paraskeva, T. S., Kappos, A. J., & Sextos, A. G. (2006). Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35 (10), 1269-1293.
- Pérez-Yañez, C., Ramirez Guzman, L., Ruiz, A. L., Delgado, R., Macías, M. A., Sandoval, H., & Quiroz, A. (december de 2014). Strong Ground Motion Database System for the Mexican Seismic Network. *In AGU Fall Meeting Abstracts.* (Vol. 1, p. 04).
- Podolny, W. J. (1971). Static Analysis of Cable-Stayed Bridges. *Ph. D. Thesis, University of Pittsburgh.*
- Priestley, M. J. (2003). *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering (Revisited)*. The 9th Malle Milne, IUSS Press, Pavia, p. 121.
- Ren, W. X., & Obata, M. (1999). Elastic-plastic seismic behavior of long span cable-stayed bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 4 (3), 194-203.
- Samayoa Ochoa, D., Balankin, A., Carrion Viramontes, F. J., y Lopez Lopez, J. A. (2006). Análisis de confiabilidad y riesgo en puentes atirantados. *PUBLICACION TECNICA*, (301).
- Schaich, M. (2001). Erection of cable-stayed bridges having composite decks with precast concrete slabs. *Journal of Bridge engineering*, 6(5), 333-339.
- Schueller, W. (2008). Building Support Structures: Analysis and Desing with SAP2000 Software. *Computer and Structures Inc. Berkeley.*
- Svensson, H. (2012). *Cable-stayed bridges: 40 years of experiente worldwide*. UK: Paul Beverley.
- Trotin, N., Ladret, P., & del Olmo, S. (2015). El Carrizo: Construcción con lazadoras de un tablero atirantado por avance en voladizo. *ELSEVIER.*



Ulstrup, C. C., & Tang, M. C. (1992). Guidelines for the design of cable-stayed bridges. *American Society of Civil Engineers*, June.

Valdevenito, G., & Aparicio Bengoechea, Á. C. (2005). Comportamiento sísmico de puentes atirantados y disipación de la energía adicional: un estado del conocimiento. *Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)*.

Walter, P., & John, B. (1986). *Construction and design of cable-stayed bridges*. USA: John Wiley & Sons.

Walther, R. (1999). *Cable stayed bridges*. London: Thomas Telford.

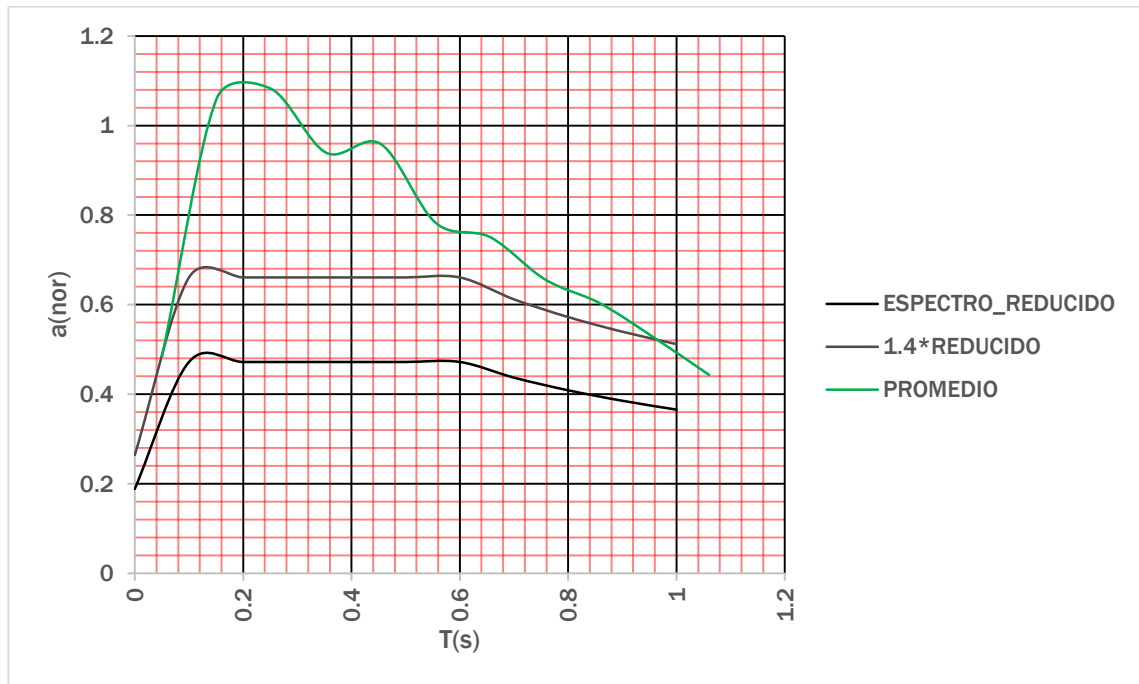
Xanthakos, P. P. (1995). *Bridge substructure and foundation design*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall PTR.

Yan, G. M., & Lao, Y. C. (2000). *Modern Cable-Stayed Bridges*. Southwest Jiaotong University Press, Emeishan, China (in Chinese).

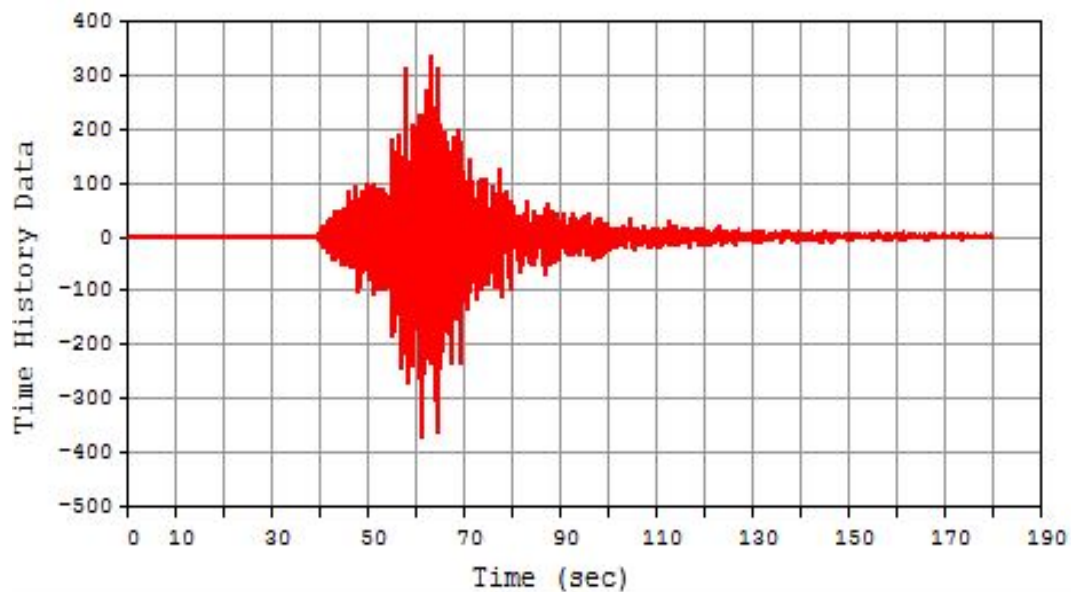
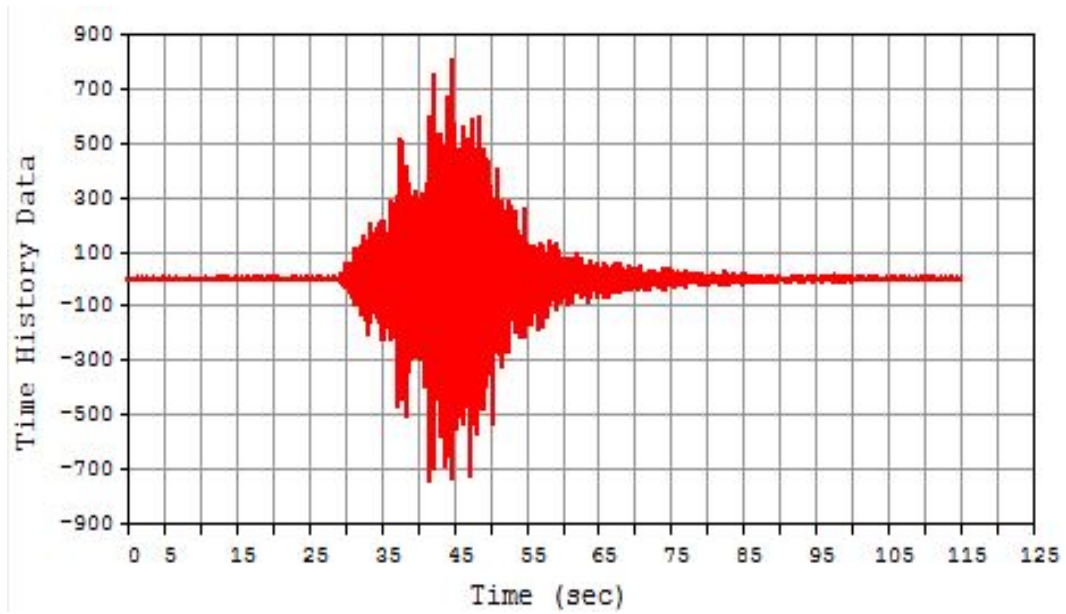
7. ANEXOS

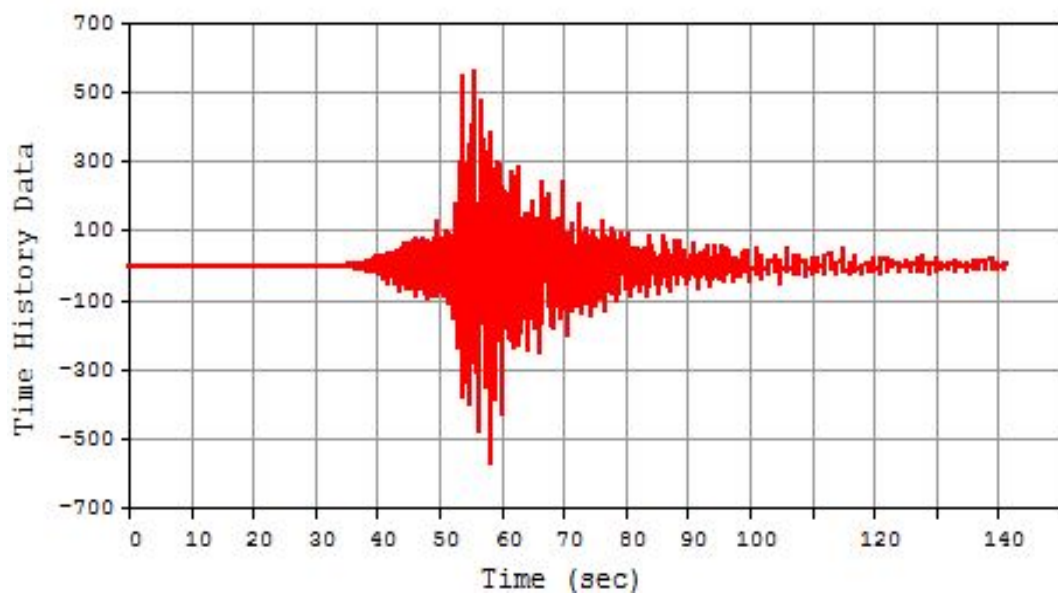
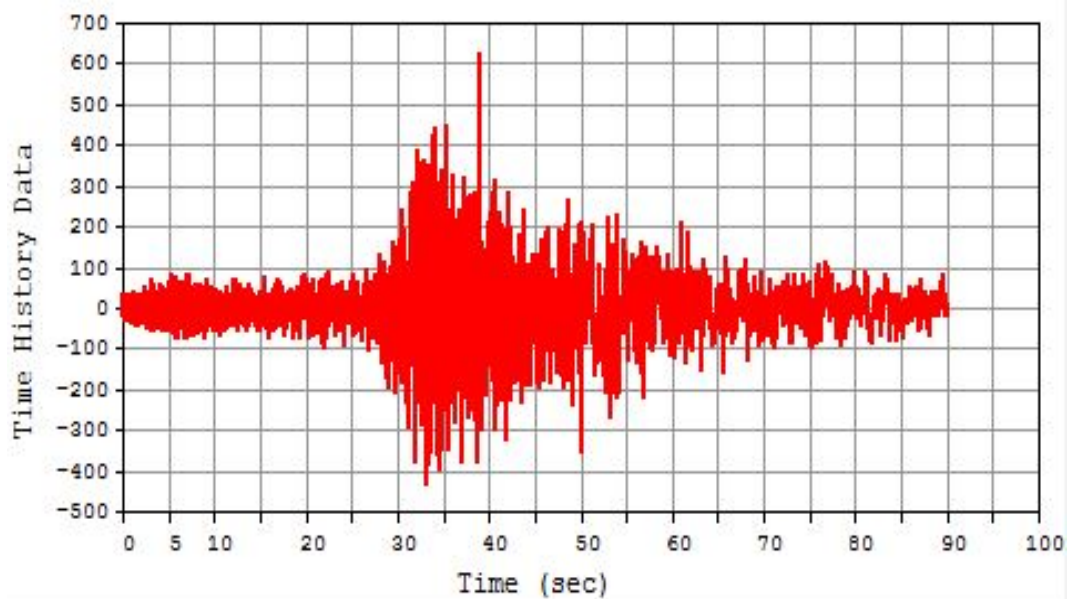
ANEXO I (REFERENTE AL NL-RHA)

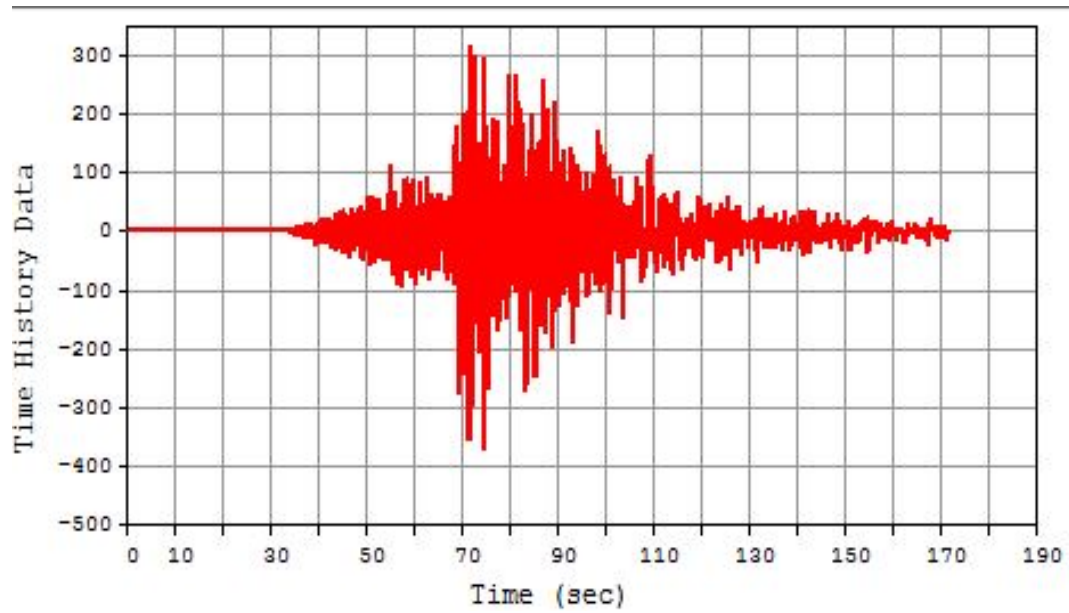
1. Escalado de espectros de respuesta del puente común.



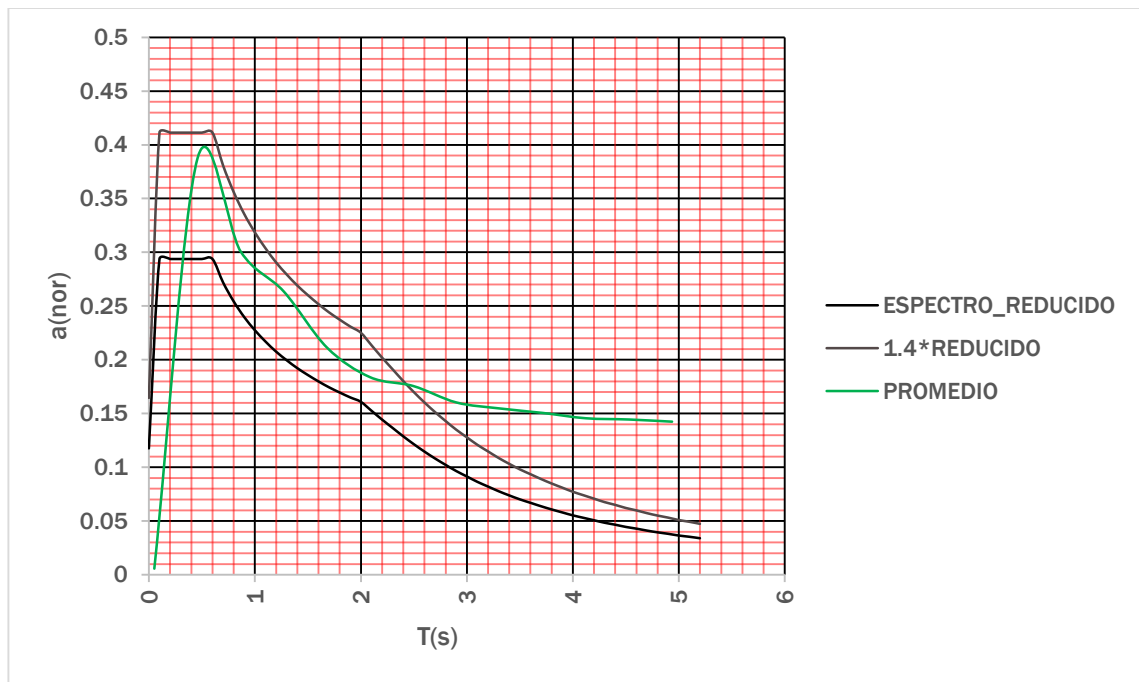
2. Registros de aceleración usados para el puente común en gals (cm/s^2), del par 1 al 5.





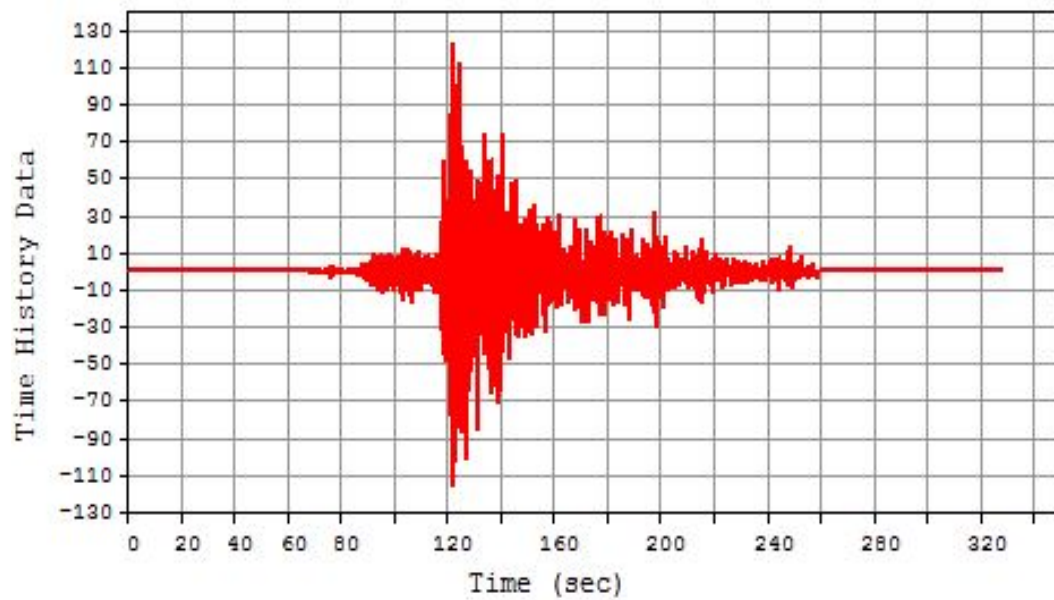
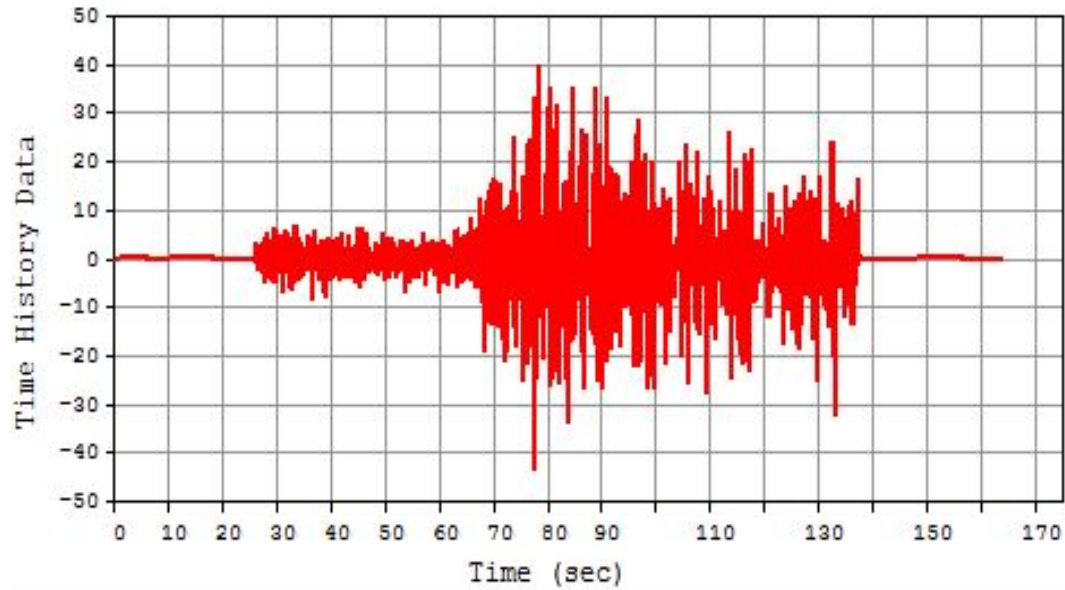


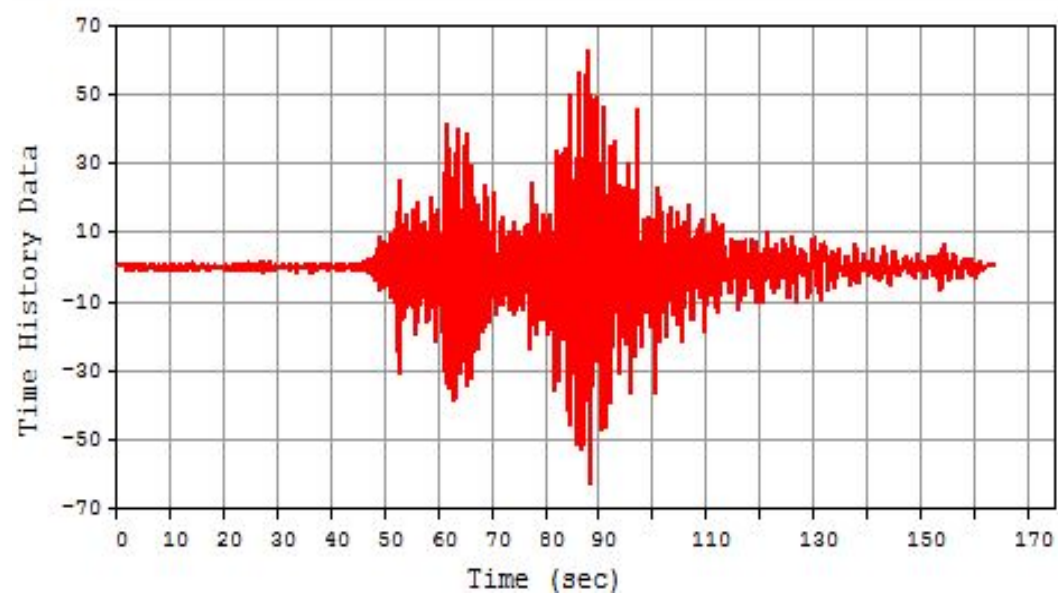
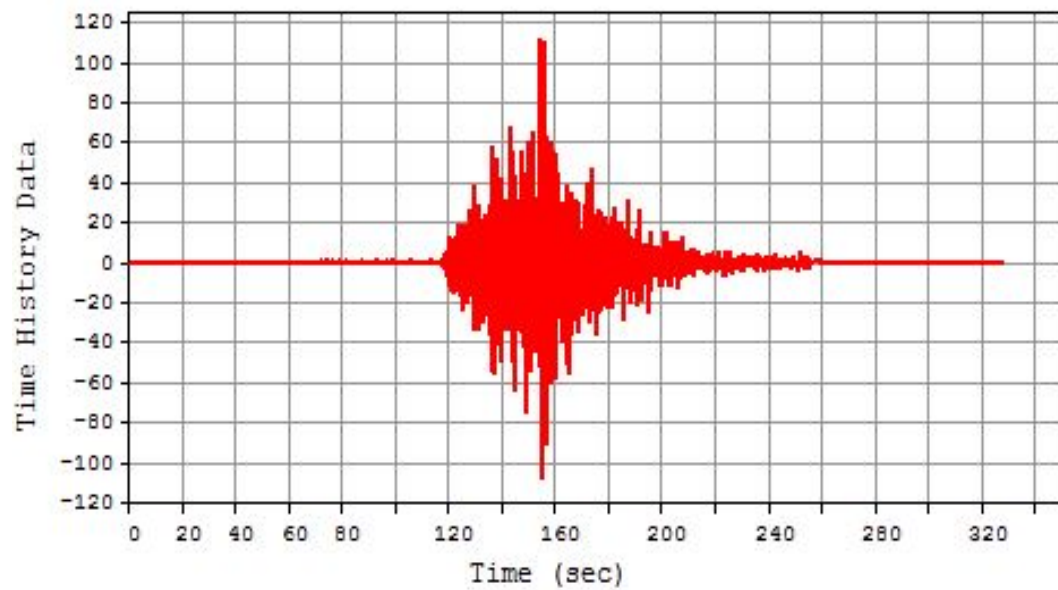
3. Escalado de espectros de respuesta para el puente “El Carrizo”.

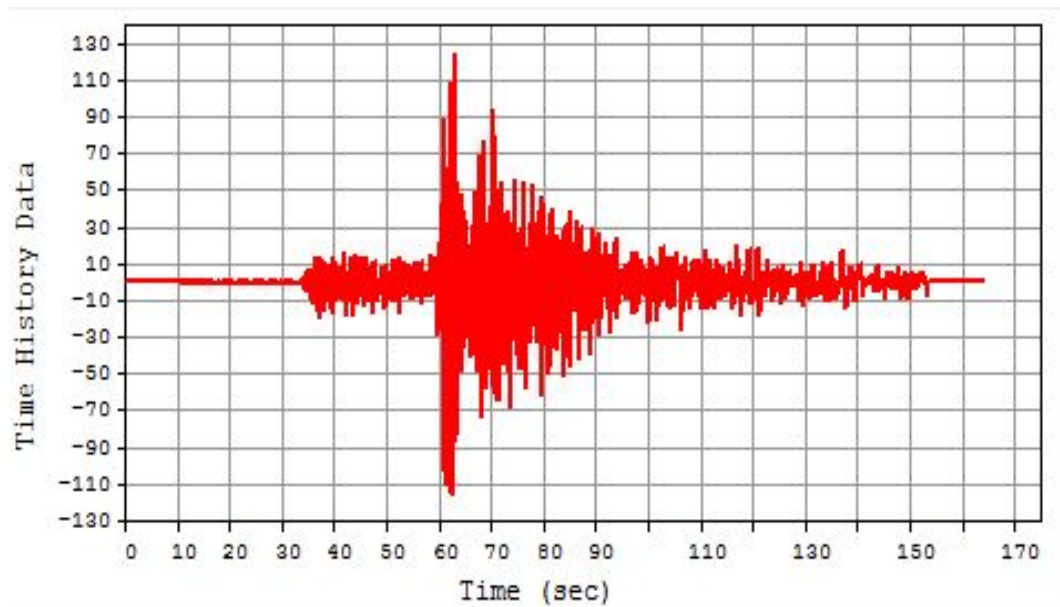
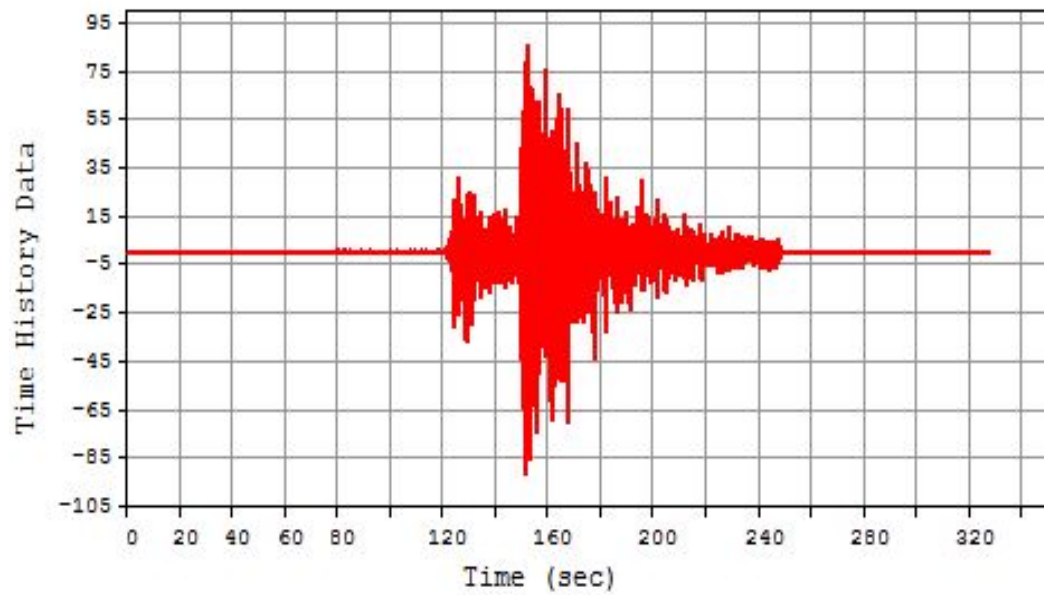


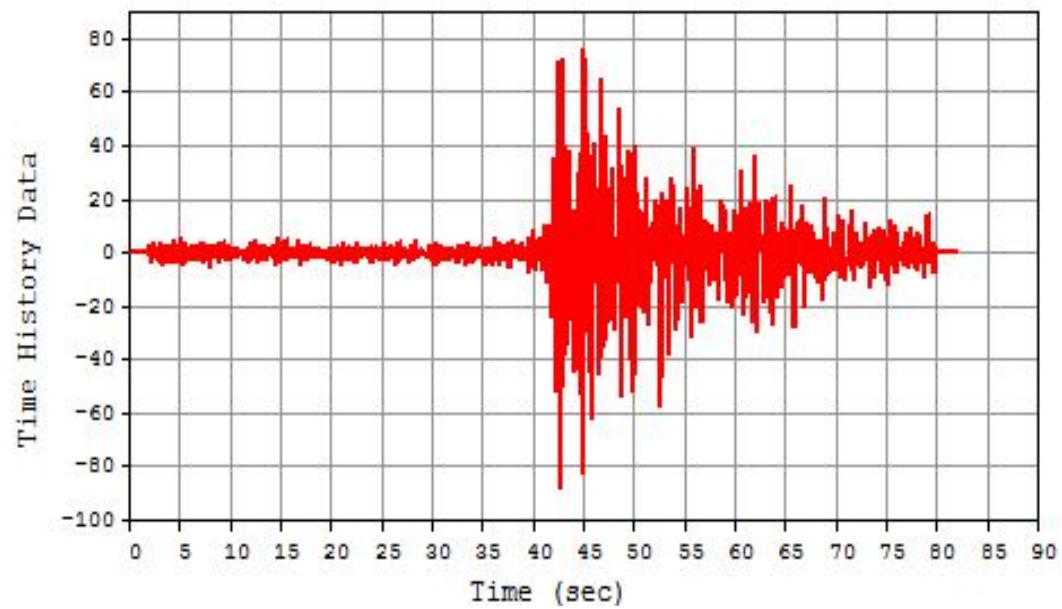
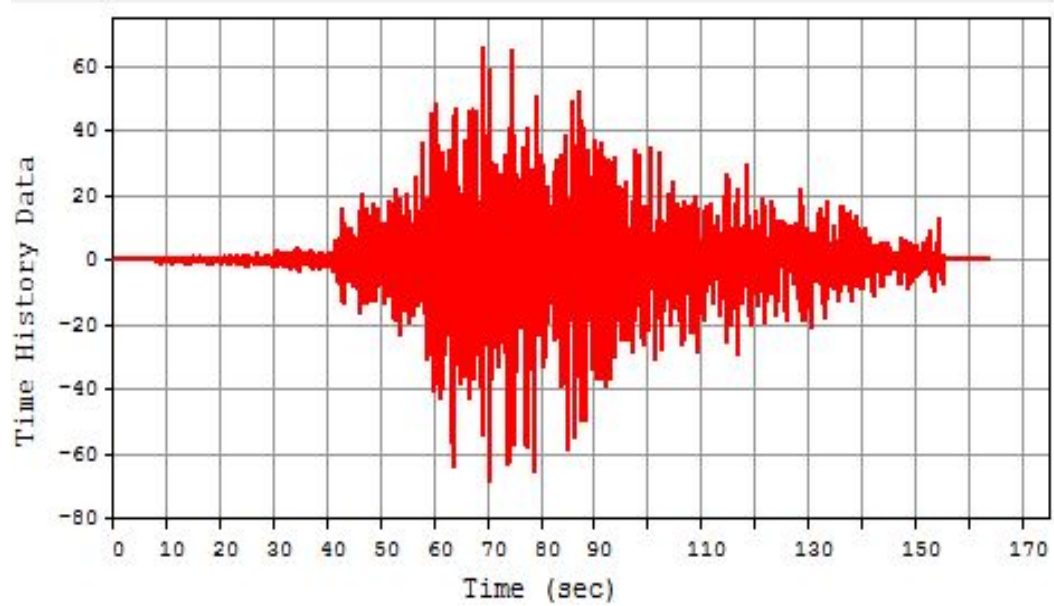
4. Registros de aceleración usados para el puente “El Carrizo” en gals (cm/s^2).

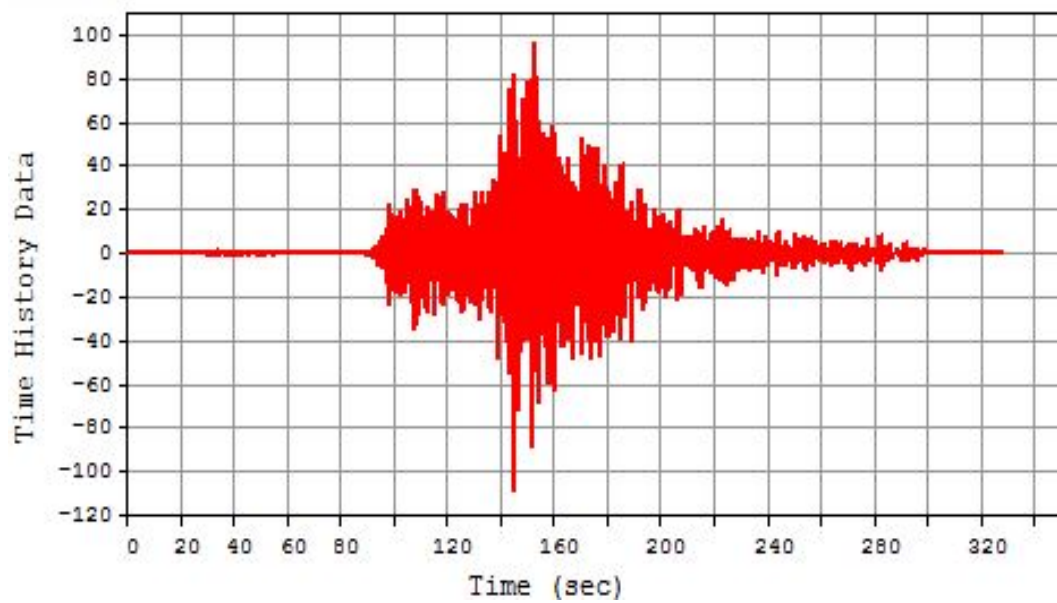
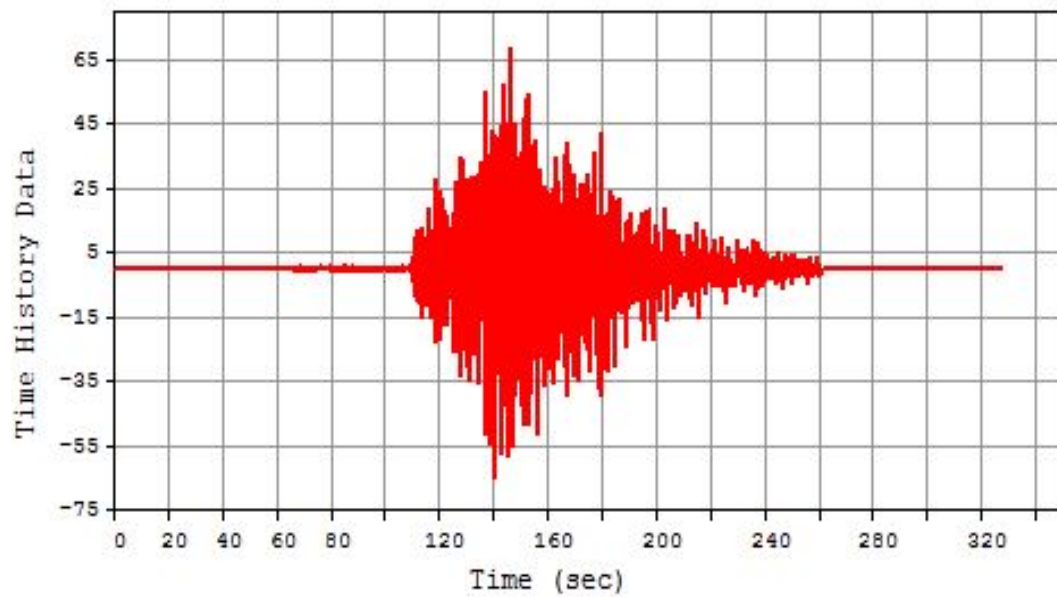
Dirección longitudinal (del par 1 al par 10).











Dirección transversal (del par 1 al par 10).

